

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Evolução dos critérios de dimensionamento de estruturas
de concreto armado e seu impacto sobre a durabilidade e
vida útil das estruturas**

MARIA LUÍSA DOS SANTOS VASCONCELLOS

São Carlos - SP

2021

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

MARIA LUÍSA DOS SANTOS VASCONCELLOS

**EVOLUÇÃO DOS CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS
DE CONCRETO ARMADO E SEU IMPACTO SOBRE A DURABILIDADE E
VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Escola de
Engenharia de São Carlos, Universidade de
São Paulo, como parte dos requisitos
necessários à obtenção do título de
Engenheira Civil.

Orientadora: Prof.^a. Dr.^a Alessandra
Lorenzetti de Castro

São Carlos - SP

2021

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Maria Luísa dos Santos Vasconcellos

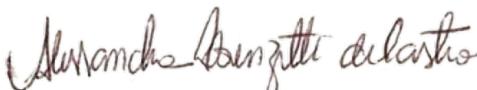
Título da tese: "Evolução dos critérios de dimensionamento de estruturas de concreto armado e seu impacto sobre a durabilidade e vida útil das estruturas".

Orientador: Prof.^a Alessandra Lorenzetti de Castro

Data da defesa: 16/12/2021

Comissão Julgadora	Resultado
Prof. Assoc. Edson Denner Leonel (Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)	<u>Aprovada</u>
Prof. Assoc. Ricardo Carrazedo (Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)	<u>Aprovada</u>
Me. Yagho de Souza Simões (Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)	<u>Aprovada</u>

Docente responsável pela disciplina 1800094 - Trabalho de Conclusão de Curso II junto à turma do Departamento de Engenharia de Estruturas (SET):


Prof.^a Dr.^a Alessandra Lorenzetti de Castro

RESUMO

O concreto é um dos materiais mais utilizados no mundo. A partir da década de 1930, ocorreu um grande aumento na utilização desse material no Brasil, principalmente na construção de obras de infraestrutura, como as pontes. Estas estruturas estão expostas a diversas condições como diferentes meios ambientes e agentes agressivos, o que pode afetar a sua vida útil quando não dimensionadas considerando parâmetros de durabilidade. Até o começo dos anos 2000, não havia preocupação a respeito da durabilidade das estruturas visto que esses requisitos foram incorporados à norma em 2003, com a publicação da NBR 6118:2003. Dessa forma, o presente trabalho tem como objetivo dimensionar a estrutura de uma ponte de concreto armado, de acordo com os critérios da NB-1/1943, que não apresenta requisitos de durabilidade, e da NBR 6118:2014, versão vigente da norma que contempla esses requisitos, e analisar o comportamento da estrutura frente ao meio ambiente, realizando um plano de manutenção que visa expandir a vida útil de projeto. Para isso, utilizando as dimensões do projeto original, foram determinados os esforços na superestrutura de acordo com parâmetros estruturais da década de 1940 e os atuais (presentes na NBR 6118:2014). Posteriormente, verificou-se o vão mais crítico e dimensionou-se a longarina, transversina e porção de laje mais críticos do vão. Os projetos foram avaliados de maneira comparativa quanto aos esforços solicitantes, à taxa de armadura, às características e à qualidade dos materiais constituintes da estrutura (concreto e aço). Em linhas gerais, verificou-se a não adequação do projeto original em relação aos parâmetros atuais de projeto, durabilidade e vida útil das estruturas, havendo a necessidade de manutenção e inspeções para adequação da estrutura à medida que se alteram as condições do ambiente e de carregamento.

Palavras-chave: *Pontes; Concreto armado; Projeto estrutural; Durabilidade; Vida útil.*

ABSTRACT

Concrete is one of the most used materials in the world. Since the 1930s, there has been a great increase in the use of this material in Brazil, mainly in the construction of infrastructure structures, such as bridges. These structures are exposed to different conditions such as different environment and aggressive agents, which can affect their service life when not designed considering durability parameters. Until the beginning of the 2000s, there was no concern about the durability of structures, as these requirements were incorporated into the standard in 2003, with the publication of NBR6118:2003. Thus, the present work aims to design a reinforced concrete structure of a bridge, according to the criteria of NB-1/1943, which does not present durability requirements, and NBR 6118:2014, current version of the standard that consider these requirements, and to analyze the behavior of the structure in relation to the environment, carrying out a maintenance plan that aims to expand the service life of the project. For this, using the dimensions of the original design, the efforts on the superstructure were determined according to structural parameters from the 1940s and the current ones (present in NBR 6118:2014). Subsequently, the most critical section was verified, and the most critical beam, transverse beam and structural slab portion of the section were dimensioned. The designs were evaluated in a comparative way regarding the required forces, the reinforcement rate, the characteristics and the quality of the materials constituting the structure (concrete and steel). In general terms, it was verified that the original design was not adequate in relation to the current parameters of project, durability and service life of the structures, with the need for maintenance and inspections to adapt the structure as the conditions of the environment and the loading change.

Keywords: *Bridges; Reinforced concrete; Structural design; Durability; Service life.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Evolução da malha urbana da cidade de São Paulo.....	11
Figura 2 - Aquarela do Plano de Avenidas, de autoria de Prestes Maia.....	12
Figura 3 - Aquarela do Plano de Avenidas, de autoria de Prestes Maia. (a) A nova Ponte grande e o conjunto de estações reunidas ao norte do rio Tietê; (b) Vista da Ponte das Bandeiras.....	13
Figura 4 - Exemplos de viaduto e ponte na cidade de São Paulo. (a) Viaduto do Chá; (b) Ponte Estaiada.....	15
Figura 5 - Elementos constituintes da seção transversal da superestrutura.....	16
Figura 6 - Elementos constituintes da seção longitudinal das pontes.....	16
Figura 7 - Esquema para a formação do trem-tipo.....	22
Figura 8 - Veículo tipo para o cálculo de ações móveis de pontes.....	22
Figura 9 - Influência da relação água/ cimento com a resistência do concreto.	26
Figura 10 - Influência do ar incorporado na resistência do concreto.....	26
Figura 11 - Representação esquemática da zona de transição da matriz da pasta de cimento no concreto.....	27
Figura 12 - Seção polida de um corpo de prova de concreto.....	29
Figura 13 - Evolução dos conceitos para projetos de estruturas de concreto.....	32
Figura 14 - Frequência das origens das manifestações patológicas.....	36
Figura 15 - Exemplos de fissuras em pontes de concreto. (a) Ponte do Guarapiranga - Fissuras na cortina (notar armaduras expostas e corroídas na laje com manchas de infiltração). (b) Ponte do Guarapiranga – Detalhe de fissura aproximadamente 3 mm no pilar.....	38
Figura 16 - Diferentes fases do mecanismo de corrosão de armaduras.....	39
Figura 17 - Exemplos de pontes com desagregação de concreto. (a) Ponte dos Remédios (viga longarina com armadura exposta e corroída). (b) Ponte Presidente Jânio Quadros.....	40
Figura 18 - Exemplos de pontes com desagregação de concreto. (a) Ponte do Limão (caminhões mais altos chocam com a estrutura de limite de 4,4 m). (b) Ponte Eusébio Matoso (cordoalha rompida na viga longarina).	40
Figura 19 - Exemplos de falhas nas instalações de drenagem. (a) Ponte do Guarapiranga (armadura exposta). (b) Ponte da Av. Teotônio Vilela.....	41

Figura 20 - Exemplos de lixiviação em pontes de concreto. (a) Ponte da Av. Teotônio Vilela. (b) Ponte Presidente Jânio Quadros.	42
Figura 21 - Exemplos de corrosão de armadura em pontes de concreto. (a) Ponte Eng. Roberto Rossi Zuccolo (corrosão na viga). (b) Ponte Eusébio Matoso (corrosão na laje).	43
Figura 22 - Exemplos de corrosão de armadura ativa em pontes de concreto. (a) Ponte Universitária (cordoalha rompida). (b) Ponte Cruzeiro do Sul (cabos de protensão rompidos).	43
Figura 23 - Modelo de vida útil proposto por Tuutti.	44
Figura 24 - Caminhão realizando uma inspeção (interdição de duas faixas de tráfego).	47
Figura 25 - Exemplo de ponte com plataformas móveis para inspeção.	48
Figura 26 - Desempenho da estrutura ao longo do tempo com a aplicação de manutenção.	49
Figura 27 - Representação da Lei de Sitter ou Lei dos Cinco para corrosão de armadura.	51
Figura 28 - Representação dos bairros interligados pela Ponte do Limão.	59
Figura 29 - Vista da Ponte do Limão pela Avenida direita no sentido norte-sul....	60
Figura 30 - Vista da Ponte do Limão pela Avenida direita no sentido sul-norte....	60
Figura 31 - Vista da Ponte do Limão pela Avenida Esquerda no sentido norte-sul.	60
Figura 32 - Projeto apresentado pelo Eng. Saturnino de Brito na década de 1920 para a Comissão de Melhoramento do Rio Tietê.....	64
Figura 33 - Representação do aumento da Marginal Tietê em 2009. (a) Vista da marginal no ano de 2009. (b) Vista da marginal no ano de 2021.	70
Figura 34 - Representação da vista longitudinal e superior da Ponte do Limão do projeto de 1950.	71
Figura 35 - Vigas transversinas e suas dimensões.	72
Figura 36 - Representação da seção transversal da Ponte do Limão do projeto de 1947.	72
Figura 37 - Seção transversal dos vãos 1 e 15.	73
Figura 38 - Seção transversal dos vãos 2 e 14.	73
Figura 39 - Seção transversal do vão 3.	73
Figura 40 - Seção transversal dos vãos 4 e 9.	73

Figura 41 - Seção transversal dos vãos 5 e 8.	74
Figura 42 - Seção transversal dos vãos 6 e 7.	74
Figura 43 - Seção transversal dos vãos 10, 11, 12 e 13.	74
Figura 44 - Perspectiva original da ponte do Bairro do Limão de 1951.	75
Figura 45 - Detalhe de projeto - seção longitudinal da Ponte do Limão (1942).	75
Figura 46 - Modelagem em Revit da Ponte do Limão.	79
Figura 47 - Identificação dos vãos da Ponte do Limão. Contagem de 1 a 15 a partir da esquerda. Cores repetidas representam vãos com as mesmas configurações....	80
Figura 48 - Seção transversal do vão 3 da Ponte do Limão.	80
Figura 49 - Seção transversal do vão 3 com representação dos elementos.	84
Figura 50 - Representação das áreas de influência da transversina V8 central do vão 3.	86
Figura 51 - Representação da simetria das longarinas em relação ao eixo longitudinal.	90
Figura 52 - Esquema estático das cargas permanentes nas longarinas do vão 3....	91
Figura 53 - Diagrama de momentos fletores para carga permanente nas longarinas do vão 3.	91
Figura 54 - Representação da linha de influência da longarina 1.	92
Figura 55 - Envoltória de momentos fletores da longarina 1.	92
Figura 56 - Envoltória de momentos fletores da longarina 1.	92
Figura 57 - Representação dos valores dos momentos fletores máximos nas longarinas da ponte.	95
Figura 58 - Representação dos valores dos momentos fletores mínimos nas longarinas da ponte.	95
Figura 59 - Diagrama de cortantes para carga permanente nas longarinas do vão 3.	96
Figura 60 - Envoltória da corante devido às cargas móveis da longarina 1.	96
Figura 61 - Envoltória da corante devido às cargas de passeio da longarina 1.	97
Figura 62 - Representação dos valores de esforço cortante máximo nas longarinas da ponte.	100
Figura 63 - Representação dos valores de esforço cortante mínimos nas longarinas da ponte.	100
Figura 64 - Representação da simetria na disposição das vigas transversinas do vão 3.	102

Figura 65 - Exemplo de esquema estáticos da transversina 1 (V7) com a representação das rigidezes das longarinas.	104
Figura 66 - Diagrama de momentos fletores para carga permanente nas transversinas 1 e 7.	104
Figura 67 - Envoltória de momentos das nas transversinas 1 e 7.	105
Figura 68 - Diagrama de cortante para carga permanente nas transversinas 1 e 7.	105
Figura 69 - Envoltória dos esforços de cortante das transversinas 1 e 7.	106
Figura 70 - Divisão da laje do vão 3 para dimensionamento e representação dos diferentes tipos de laje de acordo com a vinculação.	107
Figura 71 - Vinculações consideradas para a laje de estudo. Dimensões da laje em metros.	109
Figura 72 - Coeficientes para correção dos momentos em lajes contínuas.	110
Figura 73 - Dimensões em planta da longarina 1 (h=180 cm) do vão 3.	115
Figura 74 - Parâmetros para determinação da largura de mesa colaborante.	116
Figura 75 - Disposição da armadura na seção transversal da viga longarina 1. ..	119
Figura 76 - Agrupamento das barras longitudinais na seção transversal da viga.	122
Figura 77 - Diagrama de momentos com representação das faixas dos três grupos de barras de armadura.	123
Figura 78 - Posição limite para utilização de armadura transversal mínima.	126
Figura 79 - Disposição da armadura na seção transversal da viga transversina, em detalhe.	131
Figura 80 - (a) Capa dos textos na NB-1/1943; (b) Capa do texto da NBR 6118:1980; (c)Capa do texto da atual NBR 6118:2014.	143
Figura 81 - Comparação das bases das vigas longarinas de maior dimensão em cada vão com o valor mínimo de 0,2 m sugerido por norma.	150
Figura 82 - Comparação entre os valores de ações permanentes de 1977 e 2021, em kN/m.	152
Figura 83 - Compressor e caminhão utilizado na NB-6/1943.	153
Figura 84 - Disposição dos veículos da composição para o cálculo do trem-tipo. 155	
Figura 85 - Comparação entre momentos solicitantes máximos.	158
Figura 86 - Cálculo simplificado da transversina conforme NB-2/1961.	159
Figura 87 - Seção transversal da longarina 1 do projeto original.	165

Figura 88 - Exemplos de armaduras do projeto original (viga 4, presentes nos vãos 5, 6, 7 e 8).	167
Figura 89 - Comparaçao entre áreas de armadura longitudinal de momentos positivos para longarinas de vãos isostáticos.	168
Figura 90 - Comparaçao entre áreas de armadura longitudinal de momentos positivos para longarinas de vãos contínuos.	168
Figura 91 - Comparaçao entre áreas de armadura longitudinal de momentos negativos para longarinas de vãos contínuos.	169
Figura 92 - Comparaçao entre os valores de $M_{Rd,lim}$ do projeto original e dos cálculos atuais.	170
Figura 93 - Detalhamento original da armadura das vigas dos vãos 2, 4, 9 e 14.. ..	172
Figura 94-Evolução da relação entre o volume de ligantes totais (cimento, micro sílica, escória de alto forno e flyash) em relação à compressão do concreto (MPa).	173
Figura 95 - Comparaçao entre as áreas de concreto das longarinas do vão 3.	174
Figura 96 -Evolução da relação entre o fator a/c e a resistência à compressão do concreto.	175
Figura 97 - Fluxograma de gerenciamento da OAE.	185

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Evolução da população brasileira, em milhões de habitantes, entre os anos de 1940 e 2010.	8
Tabela 2 - Descrição dos elementos constituintes de uma ponte ou viaduto.	17
Tabela 3 - Classe de agressividade ambiental (CAA).	33
Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.	34
Tabela 5 - Características recomendadas para concreto exposto a soluções aquosas agressivas.	66
Tabela 6 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade e cobrimento nominal.	67
Tabela 7 - Valores de CIV e CNF adotados para o projeto atual da ponte.	82
Tabela 8 - Valores de CIA e de Coeficiente de Impacto final.	83
Tabela 9 - Determinação das ações permanentes no vão 3.	84
Tabela 10 - Valores das ações concentradas devido às transversinas do tipo V7, V8 e V9 nas longarinas.	85
Tabela 11 - Valores de ação permanente nos trechos da transversina V8 central do vão 3.	87
Tabela 12 - Cálculo do trem-tipo TB-450 por Engesser-Courbon.	88
Tabela 13 - Cálculo do trem-tipo TB-450 pelo processo das vigas independentes.	89
Tabela 14 - Valores de momentos fletores das longarinas 1 e 8.	93
Tabela 15 - Valores de momentos fletores das longarinas 2 e 7.	93
Tabela 16 - Valores de momentos fletores das longarinas 3 e 6.	94
Tabela 17 - Valores de momentos fletores das longarinas 4 e 5.	94
Tabela 18 - Valores de esforço de força cortante nas longarinas 1 e 8.	97
Tabela 19 - Valores de esforço de força cortante nas longarinas 2 e 7.	98
Tabela 20 - Valores de esforço de força cortante nas longarinas 3 e 6.	98
Tabela 21 - Valores de esforço de força cortante nas longarinas 4 e 5.	99
Tabela 22 - Valores finais das envoltórias de esforços de força cortante nas longarinas do vão 3.	99
Tabela 23 - Valores de reações de apoio das longarinas do vão 3.	102
Tabela 24 - Ações permanentes na laje.	108

Tabela 25 - Momentos solicitantes devido às cargas permanentes na laje.....	109
Tabela 26 - Momentos solicitantes devido às cargas móveis na laje.....	110
Tabela 27 - Momentos corrigidos nos sentidos das continuidades.....	111
Tabela 28 - Resumo dos valores de momentos fletores na laje.....	111
Tabela 29-a) Cálculo do esforço cortante devido à carga permanente em x. b) Cálculo do esforço cortante devido à carga móvel em x.....	112
Tabela 30 - a) Cálculo do esforço cortante devido à carga permanente em y. b) Cálculo do esforço cortante devido à carga móvel em y.....	112
Tabela 31 - Resumo dos valores das cortantes na laje.	113
Tabela 32 - Valores dos parâmetros para determinação da largura de mesa colaborante.....	116
Tabela 33 - Valores dos comprimentos retos das barras longitudinais.....	124
Tabela 34 - Valores dos parâmetros para determinação da largura de mesa colaborante.....	128
Tabela 35 - Dados para dimensionamento do comprimento de decalagem.....	132
Tabela 36 - Parâmetros para dimensionamento do comprimento de traspasse da armadura longitudinal devido ao momento positivo.	132
Tabela 37 - Parâmetros para dimensionamento do comprimento de traspasse da armadura longitudinal devido ao momento positivo.	134
Tabela 38 - Dimensionamento das armaduras devido aos momentos em cada eixo da laje.	137
Tabela 39 - Valores de armadura mínima.	138
Tabela 40 - Valores de espaçamento entre barras de armadura longitudinal....	138
Tabela 41 - Valores para verificação ao cisalhamento.....	139
Tabela 42 - Verificação da biela comprimida da laje.....	139
Tabela 43 - Cálculo da cortante resistente mínima ($VRd, m\bar{n}$).	140
Tabela 44 - Dimensionamento da armadura transversal.....	140
Tabela 45 - Propriedades do concreto e esforços resistentes da estrutura.....	145
Tabela 46 - Seção transversal da armadura e espaçamentos.	146
Tabela 47 - Proteção dos elementos estruturais.....	147
Tabela 48 - Dimensões externas dos elementos estruturais.	147
Tabela 49 - Cálculo de pré-dimensionamento da altura da seção e comparação com as dimensões do projeto original da ponte.	149
Tabela 50 - Proporção entre os vãos e comprimentos totais das vigas contínuas.	151

Tabela 51 - Tipos de compressores em função da classificação da NB-6/1943.	154
Tabela 52 - Tipos de caminhões em função da classificação da NB-6/1943.	154
Tabela 53 - Cálculo do trem-tipo para Classe III por Engesser-Courbon.	155
Tabela 54 - Comparaçao entre valores de trem-tipo calculados com os textos normativos de 1943 e 2014.	156
Tabela 55 - Valores absolutos de momentos fletores de acordo com as normas: NB-1/1943 e NBR 6118:2014.	157
Tabela 56 - Comparaçao entre valores de momentos em função do esquema estático adotado.	159
Tabela 57 - Cálculo da verificação do ELS-F.	160
Tabela 58 - Cálculo da verificação do ELS-W.	161
Tabela 59 - Cálculo da verificação do ELS-F para o projeto original.	162
Tabela 60 - Cálculo da verificação do ELS-W para o projeto original.	162
Tabela 61 - Verificação da fadiga decorrente da força cortante para o projeto feito com a NBR 6118:2014.	163
Tabela 62 - Verificação da fadiga decorrente da força cortante para o projeto original.	164
Tabela 63 - Verificação da fadiga no concreto comprimido para o projeto feito com a NBR 6118:2014.	165
Tabela 64 - Verificação da fadiga no concreto comprimido para o projeto original.	165
Tabela 65 - Verificação da fadiga na armadura longitudinal para o projeto feito com a NBR 6118:2014.	166
Tabela 66 - Verificação da fadiga na armadura longitudinal para o projeto original.	166

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
CEB	Comité Euro-International du Béton
CET	Companhia de Engenharia de Tráfego
CETESB	Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo
CNT	Confederação Nacional do Transporte
DERSA	Desenvolvimento Rodoviário S.A.
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
FAPESP	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
GEE	Gases de Efeito Estufa
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPEA	Instituto de Pesquisas Econômica Aplicada
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo
ITT	Instituto Tecnológico de Transportes
NB	Norma Brasileira
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
OAC	Obras de Arte Correntes
OAE	Obras de Arte Especiais
ONU	Organização das Nações Unidas
PIB	Produto Interno Bruto
RMSP	Região Metropolitana de São Paulo
SET	Departamento de Engenharia de Estruturas
SINAENCO	Sindicato Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Construtiva
SIURB	Secretaria Municipal de Infraestrutura e Obras
UFPR	Universidade Federal do Paraná
USP	Universidade de São Paulo

SUMÁRIO

RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE ABREVIATURAS.....	xiii
SUMÁRIO.....	xiv
CAPÍTULO 1	1
1.1. Introdução.....	2
1.2. Justificativa.....	5
1.3. Objetivos.....	6
CAPÍTULO 2	7
2.1. Infraestrutura urbana brasileira.....	8
2.2. Histórico de pontes na cidade de São Paulo	10
2.3. Elementos constituintes de pontes.....	14
2.3.1. Classificação.....	17
2.4. Projetos de pontes em concreto	19
2.4.1. Ações nas pontes	20
2.4.1.1. Ações permanentes	20
2.4.1.2. Ações variáveis	20
2.4.2. Determinação das solicitações	24
2.5. Concreto	25
2.6. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado.....	29
2.7. Manifestações patológicas em pontes de concreto	34
2.7.1. Fissuração.....	38
2.7.2. Desagregação de concreto	39

2.7.3.	Falhas nas instalações de drenagem	40
2.7.4.	Lixiviação.....	41
2.7.5.	Corrosão de armaduras.....	42
2.8.	Inspeção e manutenção em pontes de concreto	44
CAPÍTULO 3		54
3.1.	Metodologia de trabalho	55
3.1.1.	Definição da solução técnica adotada	55
3.1.2.	Projeto estrutural da ponte.....	56
3.1.3.	Análise crítica do projeto	57
3.1.4.	Desenvolvimento do plano de manutenção.....	57
CAPÍTULO 4		58
4.1.	Apresentação da ponte.....	59
4.2.	Características do local	61
4.2.1.	Clima	61
4.2.2.	O Rio Tietê	63
4.2.3.	Classe de Agressividade Ambiental	65
CAPÍTULO 5		68
5.1.	Histórico da obra	69
5.1.1.	Detalhamento do projeto original.....	70
CAPÍTULO 6		78
6.1.	Projeto.....	79
6.2.	Ações verticais.....	81
6.2.1.	Coeficiente de Impacto.....	81
6.2.1.1.	Coeficiente de Impacto Vertical (CIV).....	81
6.2.1.2.	Coeficiente do Número de Faixas (CNF)	81
6.2.1.3.	Coeficiente de Impacto Adicional (CIA).....	82
6.2.2.	Ações Permanentes	83

6.2.2.1.	Ações Permanentes nas Longarinas	83
6.2.2.2.	Ações Permanentes nas Transversinas.....	85
6.2.3.	Ações Móveis	87
6.2.3.1.	Ações Móveis nas Longarinas	87
6.2.3.2.	Ações Móveis nas Transversinas	88
6.3.	Esforços solicitantes	89
6.3.1.	Esforços solicitantes nas longarinas do vão 3	90
6.3.1.1.	Esforços de momento fletor	91
6.3.1.2.	Esforços de força cortante.....	95
6.3.1.3.	Reações de apoio	101
6.3.2.	Esforços solicitantes nas transversinas do vão 3.....	102
6.3.2.1.	Esforços de momento fletor	104
6.3.2.2.	Esforços de força cortante.....	105
6.3.2.3.	Reações de apoio	106
6.3.3.	Esforços solicitantes da laje	106
6.3.3.1.	Ações na laje	107
6.3.3.2.	Parâmetros para utilização da Tabela de Rüsch.....	108
6.3.3.3.	Esforços de momentos fletores	109
6.3.3.4.	Esforços de força cortante.....	111
6.4.	Dimensionamento da superestrutura	113
6.4.1.	Dimensionamento das vigas longarinas	115
6.4.1.1.	Determinação da largura colaborante	115
6.4.1.2.	Dimensionamento da armadura longitudinal	116
6.4.1.3.	Dimensionamento da armadura transversal	125
6.4.2.	Dimensionamento das vigas transversinas.....	128
6.4.2.1.	Determinação da largura colaborante	128
6.4.2.2.	Dimensionamento da armadura longitudinal	128

6.4.2.3.	Dimensionamento da armadura transversal	134
6.4.3.	Dimensionamento das lajes	136
CAPÍTULO 7		142
7.1.	Evolução dos textos normativos	143
7.1.1.	Comparação entre as normas.....	143
7.2.	Dimensões de projeto	147
7.3.	Valores de esforços solicitantes.....	151
7.3.1.	Ações permanentes.....	151
7.3.2.	Ações móveis	152
7.3.3.	Esforços de solicitantes	156
7.3.3.1.	Esforços de momentos fletores na longarina	156
7.3.3.2.	Esforços de momentos fletores na transversina	158
7.3.4.	Verificação dos ELS e ELU	160
7.3.4.1.	Estados-limites de serviço (ELS).....	160
7.3.4.2.	Estados-limites últimos (ELU)	163
7.4.	Valores de armaduras	167
7.5.	Materiais	169
7.5.1.	Concreto	169
7.5.2.	Aço	171
7.6.	Parâmetros de durabilidade	172
CAPÍTULO 8		179
8.1.	Panorama de manutenção	180
8.2.	Histórico de manutenção na cidade de São Paulo	182
8.3.	Plano de manutenção para a Ponte do Limão.....	184
CAPÍTULO 9		187
9.1.	Conclusão	188
REFERÊNCIAS		190

Anexo A.....	197
A.1. Ações Permanentes nas longarinas	197
A.2. Ações Concentradas devido às transversinas.....	198
A.3. Ações Permanentes nas transversinas	201
Anexo B	204
B.1. Ações Móveis nas longarinas	204
B.2. Ações Móveis nas transversinas.....	207
Anexo C	210
C.1. Esforços de momento fletor e força cortante nas transversinas	210
Anexo D.....	212
D.1. Largura colaborante das longarinas	212
D.2. Dimensionamento da armadura longitudinal das longarinas	212
D.3. Largura colaborante das transversinas	213
D.4. Dimensionamento da armadura longitudinal das transversinas	214
D.5. Dimensionamento de laje com altura ótima.....	215
Anexo E	218
E.1. Ações permanentes nas longarinas (projeto original)	218
Anexo F	220
F.1. Esforços de momento fletor máximo solicitante nas longarinas	220
F.2. Esforços resistentes nas longarinas.....	220
Anexo G.....	222
G.1. Comparaçāo entre valores de armaduras longitudinais para vāos isostáticos...	222
G.2. Comparaçāo entre valores de armaduras longitudinais para vāos contínuos....	222
Anexo H.....	224

CAPÍTULO 1

ESCOPO DO PROJETO

1.1. Introdução

As grandes obras de infraestrutura urbana de concreto armado, como as pontes, começaram a ser desenvolvidas na primeira metade do século XX. Os métodos construtivos, anteriores aos documentos normativos, eram baseados em experiências e erros passados. Dessa forma, muitas pontes não foram projetadas visando o futuro, mas sim o presente à época de suas construções. Isso é refletido nos problemas apresentados pelas estruturas depois de se manterem erguidas por tantos anos e servindo propósitos não imaginados na época de seu projeto e execução. Somando esse fato ao descaso das autoridades em realizar inspeções, manutenções e adequações a esses elementos, surgem as causas dos grandes acidentes noticiados todos os anos.

As pontes são estruturas utilizadas desde os primórdios da civilização. Com o começo das conquistas territoriais, povos se viam encerrados em certas regiões por não saberem como atravessar as grandes regiões alagadas e profundas dos rios. Para que isso não fosse um problema, começaram a desenvolver as primeiras pontes do mundo, ajudando a ligar os seres humanos a novos lugares e povos.

Até os dias de hoje é possível encontrar alguns exemplares em concreto com centenas de anos e totalmente funcionais. Isso porque, em alguns lugares, existe uma série de cuidados com o material para que a história possa continuar sendo feita por esses elementos em cidades. A estrutura mais antiga construída pelo homem e que chegou aos nossos dias foi a ponte de pedra, feita em arco, no Rio Meles, na região de Esmirna, na Turquia, construída século IX a.C., segundo o Instituto Tecnológico de Transportes e Infraestrutura da Universidade Federal do Paraná (ITTI – UFPR, s.d.).

Em um artigo intitulado “A química do concreto”, publicado em 1964 na revista *Scientific American*, Burnauer e Copeland já descreviam o concreto como o material de construção civil mais utilizado. Segundo Mehta e Monteiro (2014), o concreto possui três qualidades principais que o faz ser o material de construção mais utilizado no mundo: excelente resistência à água (possibilidade de construção de estruturas em contato com a água sem grande deterioração, como aquedutos, barragens e pontes); facilidade com a qual elementos em concreto podem ser obtidos através de uma variedade de formas e tamanhos; baixo custo e rápida disponibilidade do material para obra.

Além dessas qualidades, quando armado, o concreto possui boa resistência aos esforços aplicados pelo seu próprio peso e demais cargas aplicadas. No caso das pontes, estas estão submetidas a diversas ações como: macro e microclimas, intempéries e ações dinâmicas, por exemplo. Esses parâmetros mudam conforme o passar do tempo, pois o mundo está em constante mudança. O clima do início do século XX, em uma cidade como São Paulo, não é o mesmo de 2020. As ações dinâmicas também não. O fluxo de carros, o peso e as velocidades das vias das décadas passadas são muito inferiores aos valores de 2020. Essas variações, causam impactos adicionais nas estruturas.

Todos os anos, um dos assuntos mais recorrentes em jornais da cidade de São Paulo, seja em matérias ou em colunas de opiniões dos cidadãos, são problemas com a infraestrutura da cidade. O investimento nos projetos de obras de arte como essas é sempre muito elevado, porém o preço não condiz com a qualidade. Os projetos requerem planos de manutenção para que consigam desempenhar a total funcionalidade durante o período de vida útil estipulado, o que muitas vezes não é feito.

A manutenção é tratada com descaso por requerer mão de obra e investimentos periódicos. O que muitos não sabem, ou negligenciam, é que o investimento final para uma manutenção completa, ou reparo de grandes danos, é muitas vezes maior do que o cuidado periódico, como apresenta a Regra de Sitter ou Lei dos cinco, apresentada na década de 1980. Em trabalho intitulado “Os custos da otimização da vida útil ‘A lei dos cinco’”, publicado em 1983 no boletim técnico do Comitê Euro Internacional do Concreto (*Comité Euro International du Béton – CEB*), Sitter apresentou uma proporção entre a deterioração da estrutura e o investimento que deve ser feito para repará-la. Quanto mais tardio for o reparo, maior será o investimento.

Verificando a tendência da crescente utilização do concreto no Brasil e dos cuidados requeridos pelo material, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) definiu a necessidade de revisar a cada cinco anos a NBR 6118, que define as diretrizes para o projeto de estruturas de concreto, para adicionar novos conceitos necessários para o mercado. Uma grande mudança ocorrida em uma das revisões, foi a introdução dos conceitos de durabilidade e vida útil das estruturas, feito em 2003, e que consta até hoje na norma atual, revisada em 2014.

A NBR 6118:2014 coloca como requisito de qualidade de projeto a durabilidade, que consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e

definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto (ABNT, 2014). A durabilidade está amplamente relacionada com a vida útil de projeto. Esta, por sua vez, é definida como “o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, (...), bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais” (ABNT, 2014).

Assim, muito foi mudado desde o início dos projetos em concreto armado até os dias de hoje. Para comparação, tomou-se como base a NB-1/1943, por ser a norma vigente, possivelmente, durante a elaboração do projeto da Ponte do Limão, e a atual norma para projetos em concreto, a NBR 6118:2014. Existem diversas diferenças entre elas, o que mostra um grande desenvolvimento e maior rigidez para os projetos nacionais.

No quesito durabilidade, na NB-1/1943, não se encontra informações específicas, porém, é indicado que a relação água/cimento “decorrerá da resistência desejada e das condições peculiares de cada obra, tais como a necessidade de impermeabilização, a resistência ao desgaste, à ação de águas agressivas ou a variações bruscas de temperatura e umidade e a prevenção contra a uma retração exagerada” (ABNT, 1943). Considerando parâmetros como cobrimento mínimo, relação água/cimento máxima, classe de resistência mínima do concreto e consumo mínimo de cimento, esses não são abrangidos totalmente pela versão da norma publicada na década de 1940.

A NBR 6118:2014 possui uma seção apenas para a durabilidade das estruturas e outra para critérios de durabilidade, mostrando a tendência dos profissionais em desenvolver projetos voltados à durabilidade e vida útil do projeto. Por fim, a versão atual da norma sugere a realização de inspeções e manutenções preventivas das estruturas de concreto.

Com base na situação das pontes brasileiras e a importância da durabilidade para essas estruturas, o presente trabalho busca apresentar a evolução dos critérios de dimensionamento de estruturas de concreto armado e seu impacto sobre a durabilidade e vida útil das estruturas, a partir do dimensionamento de uma ponte hipotética de acordo com a NBR 6118:2014, comparando com os critérios da NB-1/1943, visando a durabilidade das estruturas de concreto armado. Além disso, serão apresentadas medidas que prolonguem a vida útil das estruturas por meio de planos de manutenção.

1.2. Justificativa

De acordo com o Boletim Economia em Foco, divulgado pela Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2010), o PIB do setor de transporte, armazenagem e correio representa cerca de 5% do total brasileiro. O transporte rodoviário representa cerca de 61,1% da matriz de transporte brasileira. Isso se dá a partir da possibilidade de transpor as barreiras geográficas e topográficas através das pontes.

As pontes são construções que permitem interligar pontos não acessíveis separados por rios ou obstáculos naturais. Sem elas, não seria possível ligar pessoas e, consequentemente, economias. Seguindo as margens do rio Tietê na cidade de São Paulo, existem diversas pontes que conectam as milhares de pessoas que passam na extensa Avenida Marginal Tietê diariamente, de acordo com a empresa Desenvolvimento Rodoviário S.A. (DERSA, s.d.) do governo de São Paulo.

Nos projetos estruturais das pontes, são levados em consideração diversos fatores como as ações aplicadas na estrutura, o material utilizado e o tipo de construção, por exemplo. Porém, um fator importante que deve ser considerado é o ambiente em que ela estará inserida. Um ambiente agressivo negligenciado, como as grandes avenidas que se localizam nos centros urbanos com altos índices de CO₂, pode acarretar uma perda da vida útil de uma estrutura especificada, a princípio, de maneira correta.

Dessa forma, o engenheiro responsável pela obra deve levar em consideração os quesitos de durabilidade apresentados na norma vigente. A correta escolha e atribuição desses fatores como cobrimento mínimo, relação água /cimento máxima, consumo de cimento e classe de resistência mínimos, garante uma estrutura durável em relação ao ambiente.

Após a construção da estrutura, é importante que o responsável desenvolva um plano de manutenção para assegurar que a obra tenha um bom desempenho por toda a sua vida útil. Para isso, é importante conhecer os efeitos dos agentes agressivos sobre a estrutura para definir programas de manutenção preventiva que garantam o bom desempenho da estrutura e a correção imediata de manifestações patológicas que eventualmente podem surgir.

Em carta aberta intitulada “As Pontes e Viadutos de São Paulo”, publicada pelo Governo do estado de São Paulo em 2019, o vereador Gilberto Natalini (PV) cita um levantamento

realizado pelo Sindicato das Empresas de Arquitetura e Engenharia que aponta que 73 pontes e viadutos têm problemas estruturais. Além disso, das 185 estruturas presentes na capital paulista, 19 não são vitoriadas desde 2012 e 3 delas estão em estado de “extrema gravidade”. Essa situação mostra a problemática atual que envolve a degradação das obras de arte e as ações pontuais dos órgãos responsáveis. É preciso realizar planos de curto, médio e longo prazo como os programas de manutenção. Junto a isso, é importante destacar a importância da consideração dos critérios de durabilidade nos projetos atuais para que não se chegue em situações como essas.

Diante desse cenário, o presente trabalho usou como exemplo uma obra emblemática e histórica da cidade de São Paulo: a Ponte do Limão. Essa estrutura foi escolhida para a análise por ser uma estrutura antiga, com relatos de casos de degradação e com semelhanças construtivas em relação a obras já analisadas no quesito de materiais de construção, auxiliando na comparação de objetivo desse trabalho.

1.3. Objetivos

O presente trabalho tem por objetivo geral realizar o dimensionamento de uma ponte em concreto armado de acordo com documentos normativos de diferentes épocas e comparar o impacto das atribuições recomendadas na durabilidade e vida útil da estrutura.

Os objetivos específicos são:

- Desenvolver o projeto estrutural de uma ponte rodoviária em concreto armado de acordo com as especificações da NBR 6118 publicada em 1943 e 2014;
- Comparar os projetos executados tendo como base os critérios de dimensionamento para durabilidade e vida útil das estruturas;
- Analisar o comportamento dessas estruturas frente à ação do ambiente urbano ao longo do tempo;
- Realizar análise crítica sobre o procedimento de manutenção aplicado atualmente nas estruturas de pontes rodoviárias em concreto armado;
- Desenvolver um plano de manutenção para expandir a vida útil de projeto dessas estruturas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Infraestrutura urbana brasileira

A urbanização é dada como o crescimento das cidades, tanto em população quanto em extensão. O Brasil começou a mostrar indícios da sua urbanização há 150 anos com o crescimento acelerado da sua população urbana.

De acordo com o primeiro censo demográfico, realizado no ano de 1872, o país apresentava uma população de 9.930.478 habitantes. Em 2000, a população foi cadastrada, pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2000), como sendo de 169 milhões de habitantes, sendo que 81% desse valor representa a população urbana.

Antes de 1960, a população era predominantemente rural. Após esse período, ela começou a se tornar urbana mostrando o início da urbanização no país. Em 2010, a população urbana chegou em 84% da população brasileira que apresentava mais de 190 milhões de habitantes (IBGE, 2010). A Tabela 1 apresenta o crescimento da população brasileira, bem como a quantidade de habitantes vivendo nas regiões urbana e rural.

Tabela 1 - Evolução da população brasileira, em milhões de habitantes, entre os anos de 1940 e 2010.

População	1940	1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010
Urbana	12,9	18,8	31,3	52,1	80,4	111	138	160,9
Rural	28,3	33,2	38,8	41,1	38,6	35,8	31,8	29,8

FONTE: Adaptado de Politize¹ (2017).

Em 2019, a Organização das Nações Unidas (ONU, 2019) publicou um relatório por meio do Departamento de Assuntos Econômicos e Sociais no qual apresenta o Brasil como o sexto país mais populoso do mundo, com cerca de 221 milhões de habitantes.

Com o crescimento populacional e a urbanização, o estudo sobre a infraestrutura das cidades se torna mais relevante a cada dia. Segundo o Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA, 2010) a disponibilidade da infraestrutura no território constitui um indicador das suas condições de desenvolvimento; sua ausência ou disponibilidade limitam o processo de desenvolvimento econômico e territorial.

¹ Disponível em: <https://www.politize.com.br/planejamento-urbano-brasil/>. Acesso em 30 de maio de 2020.

“Cada homem vale pelo lugar onde está; o seu valor como produtor, consumidor, cidadão depende de sua localização no território. Seu valor vai mudando incessantemente, para melhor ou para pior, em função das diferenças de acessibilidade (tempo, frequência, preço) independentes de sua própria condição. Pessoas com as mesmas virtualidades, a mesma formação, até mesmo o mesmo salário, têm valor diferente segundo o lugar em que vivem: as oportunidades não são as mesmas. Por isso, a possibilidade de ser mais ou menos cidadão depende, em larga proporção, do ponto do território onde se está” (SANTOS, 1987, p. 81).

De acordo com Zmitrowicz e Angelis Neto (1997), a infraestrutura urbana pode ser conceituada como “um sistema técnico de equipamentos e serviços necessários ao desenvolvimento das funções urbanas, podendo estas funções serem vistas sob os aspectos social, econômico e institucional”. Alguns desses aspectos podem representar não só uma cidade, como uma região no caso dos transportes metropolitanos, por exemplo.

A infraestrutura possui um histórico tão antigo quanto os das cidades, por ser uma parte indispensável do seu significado. Ela pode ser dividida em quatro sistemas básicos: o sistema viário, sanitário, energético e de comunicações. O sistema viário foi uma das primeiras partes a constituírem a infraestrutura e é possível visualizar o seu desenvolvimento desde os primeiros calçamentos, das antigas cidades romanas, até os pavimentos de concreto e asfalto utilizados hoje em dia. Ferraz e Torres (2004) apontam que a infraestrutura de transporte é fundamental para o processo de desenvolvimento econômico, social e urbano de uma região, pois favorece a articulação de toda a região e facilita o deslocamento de pessoas e produtos.

As vias são de extrema importância para o desenvolvimento de uma cidade. Para que elas exerçam a sua função de possibilitar o pleno direito de ir e vir em espaços públicos, elas precisam ultrapassar qualquer obstáculo e, para isso, foram desenvolvidas as pontes.

As pontes fazem parte dessa categoria, que pode apresentar estruturas divididas em obras de arte correntes e obras de arte especiais (OAC’s e OAE’s, respectivamente). As OAC’s são as construções que podem ser padronizadas e replicadas diversas vezes, como alguns tabuleiros de pontes. As OAE’s são estruturas que possuem projetos únicos que não podem ser replicadas por serem desenvolvidas exclusivamente para um único fim, como o caso das pontes, conforme a NBR 9452:2019 (ABNT, 2019).

Na capital paulista, devido à grande importância que as OAE's apresentam para o tráfego, elas possuem grande demanda visível pela passagem de milhares de veículos por dia pelas estruturas. Essa grande demanda, em muitos casos, não foi determinada pelo projetista na concepção das pontes e viadutos. Dessa forma, cada um dos milhares de veículos solicita cada vez mais as OAE's que, em alguns casos, respondem com dificuldades.

É possível visualizar esse efeito nos noticiários: segundo um artigo publicado na Folha de São Paulo², em 2018, uma em cada cinco pontes ou viadutos precisavam de reforma no Brasil; em 2017, no portal de notícias G1 da Globo³, foi divulgado que na cidade de São Paulo mais de 73 pontes e viadutos apresentavam problemas. Dessa forma, o quanto as OAE's têm de grandiosidade, elas possuem de mau estado de conservação e falta de manutenção, consequentemente.

Por essa razão, e diversas outras, que os responsáveis técnicos, como engenheiros civis, devem desenvolver o projeto estrutural e, junto a profissionais da área, desenvolver o plano de manutenção que irá manter a estrutura em sua forma e qualidade pelo tempo determinado em projeto mantendo a segurança e conforto aos usuários.

2.2. Histórico de pontes na cidade de São Paulo

“Documentos do século XIX mencionam duas categorias de pontes: as ‘pontes de dentro’ e as ‘pontes de fora’. ‘Pontes de dentro’ eram as construídas sobre o Anhangabaú e o Tamanduateí e as ‘pontes de fora’ venciam o Tietê e o Pinheiros, obras de maior vulto. Chegando a São Paulo, o tropeiro ao cruzar as ‘pontes de fora’ pagava uma taxa e recebia uma guia dos ‘Comandantes da Ponte’ que deveria apresentar aos fiscais das Pontes do Lorena, Marechal, Carmo e Fonseca, ou seja, das ‘pontes de dentro’.” (TOLEDO, 1993⁴ apud MENDONÇA, 2012)

Desde o princípio, as pontes foram estruturas importantes para a conexão de povos e escoamentos de produtos. De acordo com a citação de Toledo (1993)⁴apud Mendonça (2012), as pontes de dentro podem ser caracterizadas como as pontes urbanas (para o

²Disponível em: <https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2018/08/1-em-5-pontes-ou-viadutos-precisa-de-reforma-veja-regras-para-mantencao.shtml>. Acesso em 30 de maio de 2020.

³Disponível em: <https://g1.globo.com/sao-paulo/noticia/veja-lista-das-pontes-e-viadutos-de-sp-com-mais-problemas-segundo-estudo.ghtml>. Acesso em 30 de maio de 2020.

⁴TOLEDO, Benedito Lima de. “Pontes de dentro e de fora”. Jornal da Tarde, p.2, 30 de julho de 1993.

fluxo interno) e as pontes de fora seriam destinadas aos forasteiros. Além disso, a citação apresenta uma pequena cidade de São Paulo, situada entre os seus dois rios principais: rio Tietê e Pinheiros.

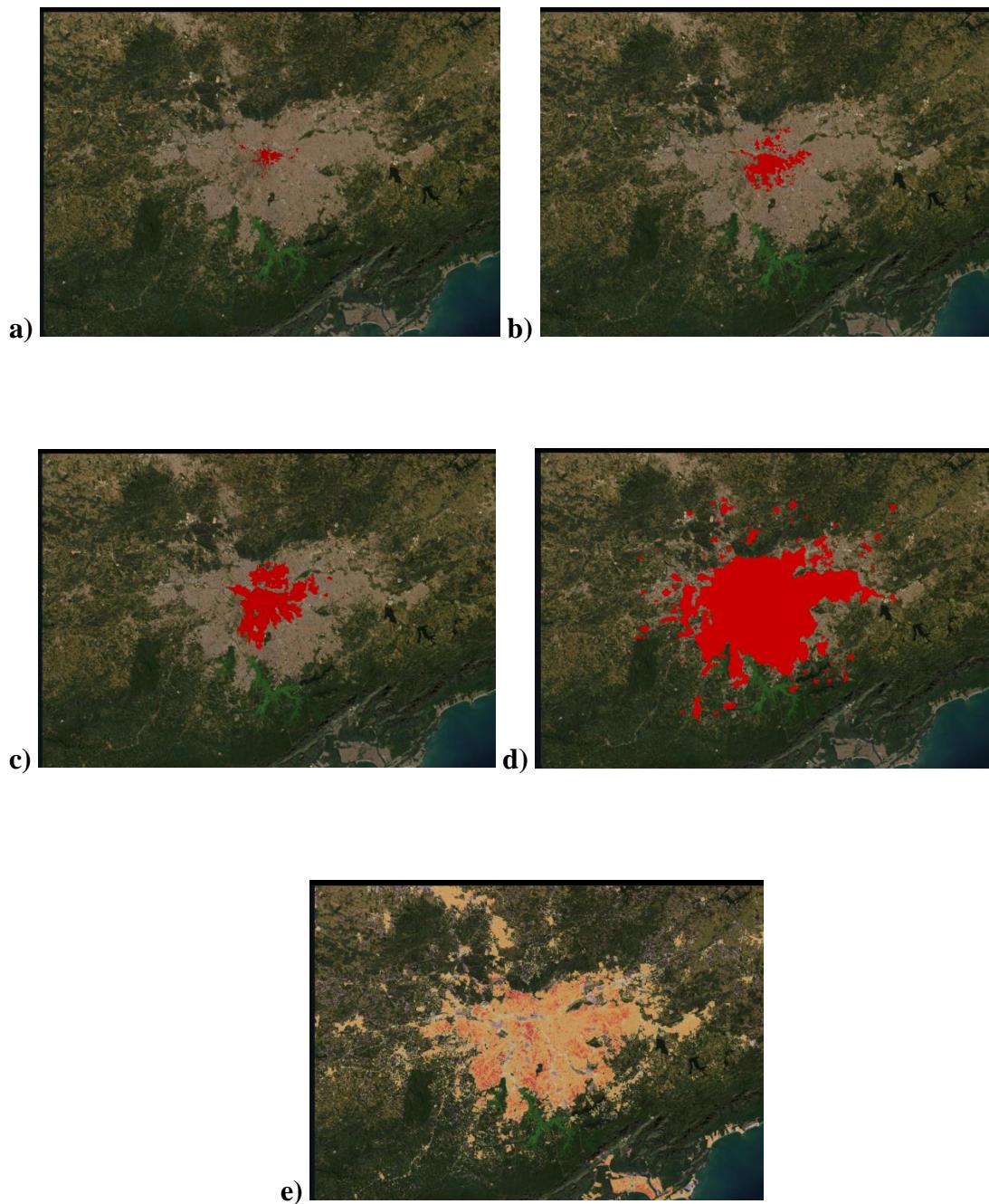


Figura 1 - Evolução da malha urbana da cidade de São Paulo.

Fonte: “The Age of Megacities”, 2014. Disponível em:

<https://storymaps.arcgis.com/stories/a900831b442e43c79cf9eeb399d5440f>

Durante o século XX, a cidade de São Paulo apresentou um grande desenvolvimento e isso pode ser visualizado por meio do projeto da empresa *Esri*⁵ intitulado de “A era das megacidades” de 2016. De acordo com a ONU, as megacidades são aquelas com mais de 10 milhões de habitantes. O projeto apresenta a expansão da população por meio de imagens de 1905, 1929, 1949, 1974 e 2016 (respectivamente, Figuras 1a, 1b, 1c, 1d e 1e). Com as grandes expansões, as antigas “pontes de fora” se tornaram as “pontes de dentro”.

No século XX, a cidade era concentrada na região entre o rio Tamanduateí e o, atual canalizado, córrego do Anhangabaú. De acordo com o geógrafo Caio Prado Jr. (1998), a cidade de São Paulo não possuía nenhum atrativo para se tornar uma grande cidade nos anos seguintes, já que suas terras eram umas das mais pobres do Estado. Porém, o geógrafo afirma que sua posição era estratégica nos períodos de colonização pela situação em uma colina e a sua proximidade a rios que possibilitavam a pesca e não a navegação. A mudança do período colonial para uma grande capital urbana se deu pela construção de dois viadutos: o Viaduto do Chá e o Santa Ifigênia.



Figura 2 - Aquarela do Plano de Avenidas, de autoria de Prestes Maia.

Fonte: Disponível em: <https://www.vitruvius.com.br/revistas/read/drops/09.024/1771>

Durante primeira metade do século XX, muitos habitantes paulistanos moravam nas margens do rio Tietê. Nas épocas de cheia, o nível do rio se elevava e a população entrava

⁵ A ESRI é uma empresa americana especializada na produção de soluções para a área de informações geográficas, sendo líder mundial em sistemas de informação geográfica.

em contato com as águas contaminadas, por lixo e esgoto doméstico, causando um imenso surto de doenças. Tendo em vista esse problema, na década de 1930, o engenheiro Francisco Prestes Maia apresentou o Plano de Avenidas (Figura 2), que estruturava a cidade por meio do sistema viário.

Um dos seus maiores projetos foi a Ponte Grande (atual Ponte das Bandeiras), apresentada na Figura 3, por se situar na antiga entrada da cidade. Ela possuiria diversos adornos que representariam o desenvolvimento da cidade: monumentos (para serem observados pelos pedestres que passavam), uma praça ao lado e uma estação de trem. No entanto, nada disso foi realmente executado e a Ponte das Bandeiras foi construída em 1942 apenas com a sua estrutura principal de concreto armado em arco.

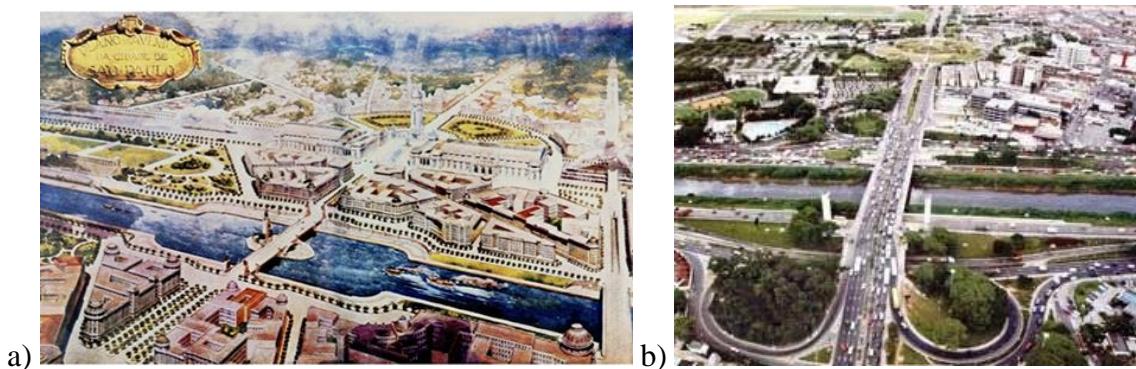


Figura 3 - Aquarela do Plano de Avenidas, de autoria de Prestes Maia. (a) A nova Ponte grande e o conjunto de estações reunidas ao norte do rio Tietê; (b) Vista da Ponte das Bandeiras.

Fonte: (a) TOLEDO, Benedito L. de. Prestes Maia e as origens do urbanismo moderno em São Paulo; (b) Studio Alex Salim, In: REIS, Nestor Goulart. São Paulo: vila, cidade, metrópole.⁶

Além da construção dessa ponte, o plano apresenta um outro projeto intitulado de “Sistemas Y” que prolongava a Avenida Tiradentes que se bifurcava nas avenidas Nove de Julho e 23 de Maio. Como a composição do sistema viário ainda não era muito completa, não havia cruzamentos para conectar partes da cidade separadas. Assim, essas grandes avenidas representavam grandes rupturas no plano da cidade. Para superar esse problema, desenvolveram os projetos de mais pontes e viadutos e, como consequência, muitos dos viadutos, por exemplo, da avenida 23 de Maio datam da década de 1940.

⁶Ambas disponíveis em: <https://www.vitruvius.com.br/revistas/read/arquitextos/09.098/124>.

As primeiras pontes construídas na cidade de São Paulo utilizavam os materiais mais comuns da época como a madeira e as pedras. Na década de 1950, quando o engenheiro e arquiteto Prestes Maia se tornou prefeito da cidade, houve grande desenvolvimento a respeito das pontes de concreto armado sobre os rios Tietê e Pinheiros. Os projetos, em sua maioria, visavam as pontes tri articuladas, fugindo da regra apenas a Ponte do Limão que apresentou seu projeto em vigas contínuas. Após o concreto armado, o concreto protendido e o pré-moldado começaram a ser utilizados nas construções nas décadas seguintes.

Atualmente, o projeto de pontes foi consagrado pela engenharia como nos exemplares das pontes consideradas “cartões postais” da capital paulista: Ponte Octávio Frias de Oliveira (2008) e a Ponte Governador Orestes Quércia (2011), sendo que ambas as pontes são artérias rodoviárias e de grande porte. O desenvolvimento das majestosas pontes rodoviárias, mostra o favorecimento desse meio de transporte em detrimento dos demais. Alexandre Delijaicov apresenta o urbanismo rodoviário como o introdutor do conceito de avenidas marginais. Para esse urbanismo rodoviário, pedestres e ciclistas não existem; metrô, parques e áreas verdes, equipamentos sociais e habitação social não são prioritários (DELIJAICOV, 1998).

2.3. Elementos constituintes de pontes

Marchetti (2018) denomina ponte como a obra destinada a permitir a transposição de obstáculos à continuidade de uma via de comunicação qualquer. Os obstáculos podem ser: rios, braços de mar, vales profundos, outras vias etc. Especificamente, denomina-se ponte quando o obstáculo a transpor é um rio; e viaduto quando o obstáculo é um vale ou outra via (Figura 4).

Existem casos, como na cidade de São Paulo, por exemplo, em que pontes possuem grande extensão e, para vencer os grandes vãos, precisam de viadutos de acesso; ou então existem encostas nas quais é passada uma rodovia, os viadutos são executados com o objetivo de minimizar a movimentação de solo em encostas íngremes, ou como alternativa ao muro de arrimo, segundo El Debs e Takeya (2003). Esse segundo tipo é denominado de viaduto de meia encosta.

“Os viadutos já eram soluções conhecidas pelos paulistanos desde a proposta de Jules Martin, na década de 1870, para o Viaduto do Chá. (...) Finalmente, o desenho da cidade incorporava o viaduto como um de seus principais elementos morfológicos. (...) Os viadutos nada mais eram do que um recurso da engenharia para facilitar o fluxo de veículos pela cidade, vencendo a geografia do território através da técnica.” (RODRIGUES, 2010, p. 242-3).

As pontes possuem cinco principais requisitos para poder ser caracterizada como tal: funcionalidade (ela tem como objetivo satisfazer as demandas de tráfego); segurança (o projeto deve ser dimensionado com materiais que, quando solicitados, apresentem tensões menores que as admissíveis); estética (deve ser agradável e trazer conforto aos usuários); economia (o projeto deve ser o mais econômico dentre os que garantem todos os demais requisitos); e durabilidade (ela deve atender as exigências de uso durante a sua vida útil para ocorrer o mínimo possível de interrupção de tráfego).



Figura 4 - Exemplos de viaduto e ponte na cidade de São Paulo. (a) Viaduto do Chá; (b) Ponte Estaiada.

Fonte: a) Foto de Luiz França (2019)⁷. b) Foto de Flavio G. França (2017)⁸.

As pontes podem ser subdivididas em três elementos: superestrutura (estrutura principal, vigas e longarinas, e secundária, tabuleiro ou estrado); aparelho de apoio; e infraestrutura (suporte e fundação), de acordo com El Debs e Takeya (2003). A superestrutura é a parte da estrutura destinada a vencer o vão e a receber as ações dinâmicas. Os aparelhos de apoio transmitem os esforços à infraestrutura e possibilitam a movimentação da

⁷Disponível em: <http://nh.tv.br/sao-paulo/viaduto-do-cha-foto-luiz-franca/>

⁸Disponível em: <https://flaviogfranca.com.br/skypixel-competition-cable-stayed-bridge-122017>.

superestrutura para garantir o melhor desempenho. A infraestrutura (pilares e fundação) transmite as ações para o solo.

De acordo com a seção transversal, apresenta-se os elementos mostrados nas Figuras 5 e 6 e definidos na Tabela 2.

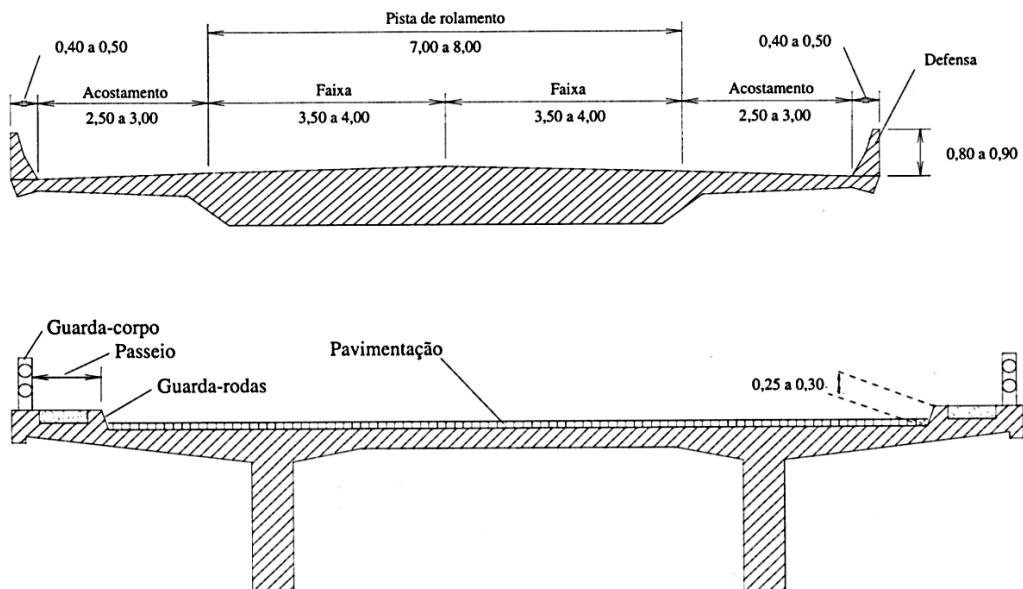


Figura 5 - Elementos constituintes da seção transversal da superestrutura.

Fonte: El Debs e Takeya (2003, p.6).

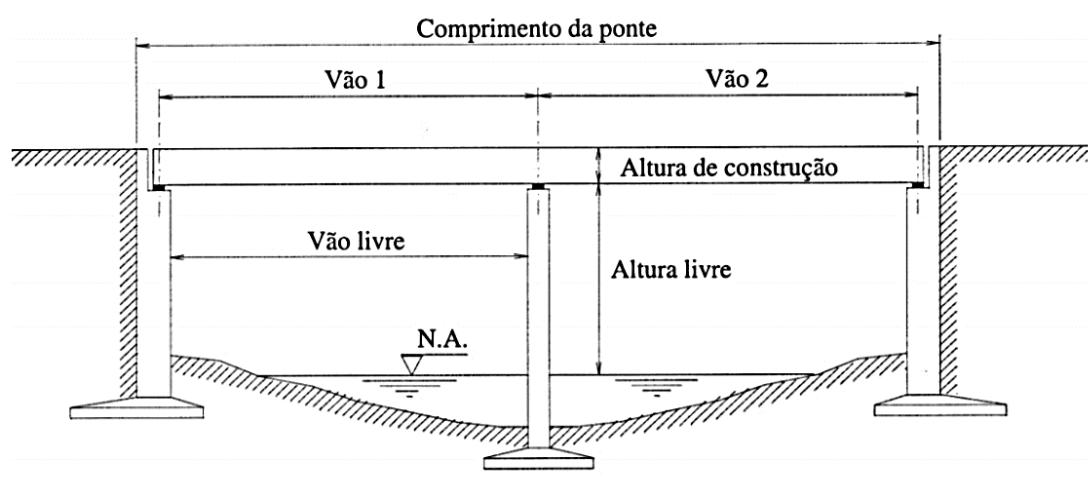


Figura 6 - Elementos constituintes da seção longitudinal das pontes.

Fonte: El Debs e Takeya (2003, p.7).

Tabela 2 - Descrição dos elementos constituintes de uma ponte ou viaduto.

Elemento	Definição
Pista de rolamento	Largura disponível para o tráfego de veículos, que pode ser subdividida em faixas.
Acostamento	Largura adicional à pista de rolamento destinada à utilização em casos de emergência.
Defensa	Elemento de proteção aos veículos, colocado lateralmente ao acostamento.
Passeio	Largura adicional destinada exclusivamente ao tráfego de pedestres.
Guarda-rosa	Elemento destinado a impedir a invasão dos passeios pelos veículos.
Guarda corpo	Elemento de proteção aos pedestres.
Comprimento da ponte (ou vão livre)	Distância, medida horizontalmente segundo o eixo longitudinal entre seções extremas da ponte.
Vão (tramo)	Distância, medida horizontalmente, entre os eixos de dois suportes consecutivos.
Vão livre	Distância entre as faces de dois suportes consecutivos.
Altura de construção	Distância entre o ponto mais baixo e o mais alto da superestrutura.
Altura livre	Distância entre o ponto mais baixo da superestrutura e o ponto mais alto do obstáculo.

FONTE: Adaptado de El Debs e Takeya (2003).

2.3.1. Classificação

As classificações das pontes podem ser apresentadas de diversas maneiras de acordo com os autores como Leonhardt (1979), Pfeil (1985), e El Debs e Takeya (2003). Algumas delas são definidas como o material da superestrutura, comprimento, natureza de tráfego, desenvolvimento planimétrico e altimétrico, sistema estrutural da superestrutura, seção transversal, posição do tabuleiro e processo de execução.

- Quanto ao material da superestrutura, as pontes podem ser classificadas como: de madeira, alvenaria, concreto simples, concreto armado, concreto protendido, de aço e mistas. Na cidade de São Paulo, o foco desse trabalho, as pontes são, em sua maioria, de concreto armado.
- Quanto ao comprimento, são classificadas em galerias (de 2 a 3 m), pontilhões (de 3 a 10 m) e pontes (acima de 10 m). As pontes em si podem ser classificadas como de pequenos, médios e grandes vãos, sendo eles, respectivamente, de até 30 m,

entre 30 e 60 m, e acima 60 m. Ao longo do rio Tietê, na capital paulista, as pontes possuem 300 m de comprimento, sendo, assim, pontes de grandes vãos.

- Quanto à natureza do tráfego as pontes são classificadas em rodoviárias, ferroviárias, passarelas (para pedestres), aeroviárias, aquedutos e mistas. No caso das mistas existem mais de um tipo de tráfego principal como o caso das rodoferroviárias.
- Quanto ao desenvolvimento planimétrico, a classificação é dada em pontes retas (ortogonais e esconsas), que apresentam angulação em relação ao eixo da ponte com as linhas de apoio da superestrutura, e curvas.
- Quanto ao desenvolvimento altimétrico, a classificação é dada, novamente, por retas (horizontal e em rampa) e curvas (tabuleiro convexo e côncavo). Essa classificação varia de acordo com a topografia do local de implantação da estrutura.
- Quanto ao sistema estrutural da superestrutura, as pontes são classificadas em ponte em viga, em pórtico, em arco, pênsil e estaiada. Um marco da cidade de São Paulo foi a construção ponte estaiada Octávio Frias de Oliveira, apresentada anteriormente neste trabalho (Figura 4b).
- Quanto à seção transversal, as pontes são divididas em ponte de laje (maciça e vazada) e de viga (seção T e seção celular). Em alguns casos são utilizadas as seções vazadas para a diminuição do peso da estrutura. As seções celulares são utilizadas para facilitar o processo de manutenção em certas pontes.
- Quanto à posição do tabuleiro, ocorrem três divisões principais: ponte com tabuleiro superior, intermediário e inferior. No caso das pontes pênsis e estaiadas, o tabuleiro é sempre rebaixado.
- Por último, quanto ao processo de execução das pontes, os mais comuns são: construção com concreto moldado no local, com cimbramento fixo, com elementos pré-moldados, com balanços sucessivos e com deslocamentos progressivos.

2.4. Projetos de pontes em concreto

É recorrente o aparecimento de notícias intituladas como “engenheiros explicam o que pode ter causado o desabamento” nos noticiários brasileiros. Em 2016⁹, por erro de projeto, ocorreu a queda de um trecho do viaduto Batalha dos Guararapes, em construção, na cidade de Belo Horizonte e deixou 22 feridos. Em 2018¹⁰, por um erro no dimensionamento dos colchões de neoprene, o Viaduto da Marginal Pinheiros, em São Paulo, cedeu e causou diversos impactos na cidade. Isso revela a importância e a necessidade de um projeto de qualidade para as obras de arte especiais, como pontes e viadutos.

De acordo com o manual de projeto de obras de arte especiais do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, 1996), o projeto de uma OAE exige o conhecimento de uma grande quantidade de dados que, genericamente, pertencem a dois grupos: os elementos de campo e os elementos básicos de projeto.

Os elementos de campo principais são aqueles que auxiliam no conhecimento do local de implantação. Assim, são necessárias informações sobre a geometria da via (como gabaritos de transposição, largura das faixas e características geométricas da ponte), informações topográficas, hidráulicas/hidrológicas (como vazão, altura da lâmina de água, níveis máximos e mínimos), geotécnicas (sondagens) e das condições locais (condição de acesso, disponibilidade de materiais e serviços, impacto ambiental e limitações de qualquer natureza, por exemplo) (EL DEBS; TAKEYA, 2003).

Os elementos básicos de projeto, segundo o DNER (1996), são elementos como textos normativos, especificações, manuais, detalhes padrão e princípios básicos, que devem ser seguidos para os projetos das obras de arte especiais. Alguns dos principais textos normativos utilizados em um projeto de ponte rodoviária em concreto armado são listados a seguir:

- NBR 6118:2014– Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.
- NBR 7187:2021–Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto.

⁹Disponível em: <https://veja.abril.com.br/ciencia/engenheiros-explicam-o-que-pode-ter-causado-desabamento-de-viaduto-em-bh/>. Acesso em 1 de junho de 2020.

¹⁰Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/2018/11/17/peritos-indicam-que-desabamento-de-viaduto-pode-ter-sido-provocado-por-problema-no-sistema-de-amortecimento.ghtml>. Acesso em 1 de junho de 2020.

- NBR 7188:2013– Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
- NBR 6122:2019– Projeto e execução de fundações.
- NBR 6123:1988– Forças devidas ao vento em edificações.
- NBR 8681:2003 –Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.
- NBR 9062:2017 –Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.

2.4.1. Ações nas pontes

A NBR 8681:2003 divide as ações em três principais categorias: ações permanentes, variáveis e excepcionais (ABNT, 2003). As ações permanentes provocam esforços ou deformação durante toda a vida de uma estrutura. O dimensionamento das estruturas é baseado nesses valores de esforços para poder garantir a forma, segurança e qualidade da instalação.

2.4.1.1.Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas consideradas constantes durante toda a vida útil da estrutura. De acordo com a NBR 7187:2021, elas podem ser definidas por: peso próprio dos elementos estruturais como do concreto, do pavimento, guarda-corpos e guardarodas, por exemplo; empuxos de terra e de líquidos; forças de protensão e deformações provocadas pela retração e fluência do concreto, e deslocamento de apoios (ABNT, 2021).

2.4.1.2.Ações variáveis

De caráter transitório, as ações variáveis correspondem às cargas móveis, de construção, de vento, a pressão da água em movimento, variações de temperaturas, os empuxos de terra provocados por cargas móveis, forças centrífugas e efeitos de frenagem e aceleração.

As cargas móveis merecem destaque no projeto de pontes de concreto por representarem as ações dos veículos pelas pontes, tendo em vista que essas são as principais solicitações

nas pontes. O texto normativo que define os valores característicos básicos das cargas móveis é a NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

Como citado no tópico 2.3. Elementos constituintes de pontes, a grande maioria das pontes da cidade de São Paulo foram projetadas na segunda metade do século XX. De acordo com Vitório (2006), as obras mais antigas foram projetadas para suportar carregamentos cujos valores se encontram defasados com relação aqueles transmitidos pelos veículos atuais. Todavia, o projeto de uma ponte não deve ser capaz apenas de suportar as ações dinâmicas, mas também as ações do desenvolvimento social, econômico e cultural do local.

Hoje em dia o fluxo de veículos, principalmente nas grandes capitais, é muito mais intenso. Para uma breve comparação, no ano de 2008 o Brasil possuía, segundo o IBGE¹¹, uma frota de 27.700.608 automóveis. Dez anos depois, a frota chegava ao valor de 54.715.488 automóveis. Além disso, o peso dos veículos comuns, ou padrão, aumentou. Na década de 1960, o Volkswagen Fusca foi o veículo mais popular no Brasil pesando cerca de 800 kg. Em 2019, o Fiat Argo 1.0 foi consagrado como o carro mais vendido pesando cerca de 1.200 kg.

Devido a variação de peso de cada veículo e da posição dos mesmos pelas pistas de um tabuleiro, foi desenvolvido um veículo padrão para o dimensionamento de pontes. De acordo com a NBR 7188:2013, a carga móvel é composta de uma carga P concentrada e duas cargas uniformemente distribuídas: p e p' (ABNT, 2013). Para esses valores, existe um padrão brasileiro denominado TB-450 (Figura 8): com veículo tipo de 450 kN, com seis rodas de P = 75 kN, três eixos de cargas afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante p = 5 kN/m², de acordo com a Figura 7. Existe uma segunda carga utilizada nas obras em estradas vicinais municipais de uma faixa e obras particulares, a critério da autoridade competente, denominada TB-240.

¹¹Disponível em <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pesquisa/22/28120?ano=2018&tipo=grafico&indicador=28122>>

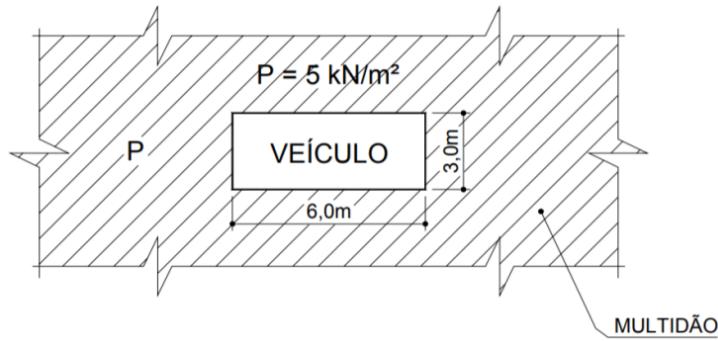


Figura 7 - Esquema para a formação do trem-tipo.

Fonte: Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias. DNIT (2004, p.32).

As cargas uniformemente distribuídas são fictícias e representam a ação de multidão e de outros veículos mais leves ou afastados das cargas de maiores esforços (Figura 8). Isso é implementado para auxiliar o cálculo. É possível posicionar as cargas q e q' de maneira que convenha com o objetivo. Se é pesquisado o momento máximo na estrutura, é possível posicionar essas cargas em pontos específicos que auxiliarão no aumento do momento na estrutura.

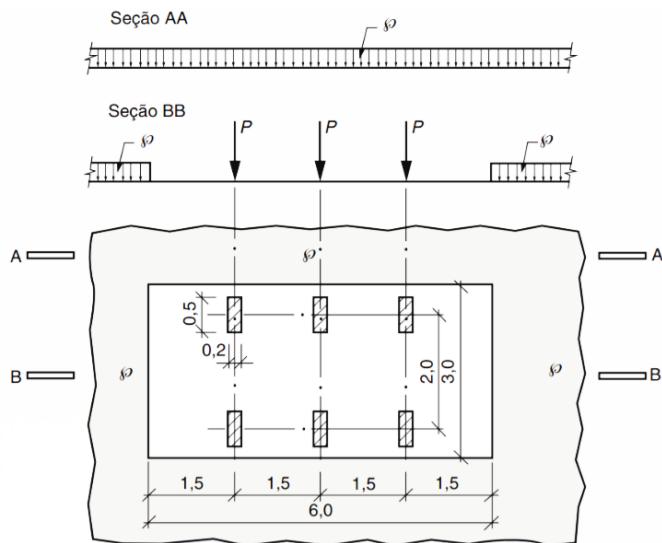


Figura 8 - Veículo tipo para o cálculo de ações móveis de pontes.

Fonte: Adaptado da ABNT (NBR 7188:2013, p.8).

Segundo El Debs e Takeya (2003), devido ao caráter de utilização das pontes, torna-se necessário considerar alguns aspectos não considerados no dimensionamento de edifícios.

Nas pontes, em geral, deve-se considerar o efeito dinâmico das cargas e, devido ao fato de as cargas serem móveis, torna-se necessária a envoltória de esforços solicitantes e a verificação da possibilidade de fadiga dos materiais.

O movimento dos veículos, por exemplo, gera forças a mais do que apenas a consideração do objeto imóvel sobre a superestrutura. Os efeitos de frenagem e aceleração devem ser considerados. Porém, a adoção de efeitos dinâmicos nos cálculos resultaria em processos muito trabalhosos matematicamente. Uma solução foi a determinação de coeficientes de impacto, que majoram as cargas estáticas para a consideração dos efeitos dinâmicos de forma prática.

ANBR 7188:2013 apresenta uma formulação de coeficiente de impacto para pontes rodoviárias (equação 2.1) (ABNT, 2013).

$$\phi = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (2.1)$$

O CIV é o Coeficiente de Impacto Vertical que simula o efeito dinâmico das cargas verticais. Possui valor de 1,35 para vãos menores que 10 m. Para vãos entre 10 e 200 m, a formulação varia em função do tipo de vão, conforme equação 2.4.

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (2.2)$$

- Liv é dado como o próprio vão para estruturas isostáticas.
- Liv é a média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos.
- Liv é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço.

O CNF é o Coeficiente do Número de Faixas e corrige distorções estatísticas. Sua formulação (equação 2.3) varia em função do número de faixas de tráfego da ponte ou viaduto (n). Ele não é aplicado em elementos transversais ao eixo do tráfego, como o caso das transversinas.

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) \geq 0,9 \quad (2.3)$$

O CIA é o Coeficiente de Impacto Adicional que majora as ações devido a imperfeições ou descontinuidades na pista. Possui valor de 1,25 para estruturas em concreto e 1,15 para estruturas de aço. A estrutura que estiver entre 5 metros antes e depois das juntas devem ser majoradas.

2.4.2. Determinação das solicitações

As verificações e determinações das solicitações em pontes variam de acordo com a experiência e conhecimento do engenheiro responsável. Muitos métodos podem ser utilizados, sendo uns mais rigorosos e outros mais simplistas. Neste tópico serão apresentados, brevemente, alguns métodos utilizados para o dimensionamento dos elementos da superestrutura de uma ponte de concreto.

Segundo El Debs e Takeya (2003), o tabuleiro de uma ponte é formado por basicamente três elementos: vigas longarinas, transversinas e a laje. Uma vez concretados, esses elementos podem formar uma estrutura monolítica que inviabiliza o cálculo manual. Partindo para simplificações, é possível desenvolver o cálculo manual das solicitações de vigas por meio de modelos aproximados como: Linhas de Influência¹² e o método de Engesser-Courbon¹³. O primeiro modelo se aplica melhor ao caso de pontes com duas longarinas; e o segundo se apresenta mais adequado ao caso de várias vigas longarinas.

Para a determinação das solicitações em lajes, o cálculo é baseado na teoria de placas isótropas (com rigidez igual nas duas direções). Como meio de facilitar os cálculos e simplificar as hipóteses, Rüsch desenvolveu tabelas com valores de coeficientes aplicados para cada tipo de laje, de acordo com suas dimensões.

¹² A Linha de Influência representa o efeito de uma carga unitária percorrendo o elemento.

¹³ Método atribuído a F. Engesser, foi desenvolvido por J. Courbon e M. Mallet. (EL DEBS; TAKEYA, 2003).

2.5. Concreto

Segundo Mehta e Monteiro (2014, p.13), o “concreto é um material compósito que consiste, essencialmente, de um meio aglomerante no qual estão aglutinadas partículas ou fragmentos de agregado.” A mistura pode incluir outros materiais como os aditivos e adições capazes de incorporar novas propriedades ao concreto, tanto no estado fresco quanto no endurecido, como o caso dos aditivos plastificantes que auxiliam na trabalhabilidade do concreto sem requerer acréscimo de água.

Na mistura do concreto, o cimento Portland (cimento hidráulico mais utilizado), juntamente com a água, forma uma pasta mais ou menos fluida, dependendo do percentual de água adicionado (ISAIA, 2017). A pasta é capaz de envolver as partículas de agregados formando um material moldável quando no estado fresco. Após a moldagem, o material se torna rígido, por meio de reações da água com o cimento, e apresenta características de alto desempenho estrutural, tornando-o resistente em diversos ambientes.

As propriedades desse material estão diretamente relacionadas à proporção na qual eles são misturados. De acordo com propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade específicas, é possível proporcionar os materiais de uma mistura por meio da tecnologia do concreto. O processo de determinar a proporção ideal dos materiais constituintes de um concreto é denominado de dosagem, que possui três princípios específicos: trabalhabilidade, resistência mecânica e durabilidade (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

A trabalhabilidade é uma propriedade do concreto no estado fresco que determina a facilidade com que ele pode ser lançado, misturado, adensado e acabado, podendo ser relacionado com a consistência e coesão do material. A consistência está relacionada com a umidade do concreto e é medida por meio do ensaio de abatimento de tronco de cone (quanto maior a umidade, maior o abatimento). A coesão é uma medida da facilidade de adensamento e acabamento, avaliada pela resistência à segregação, por exemplo. A trabalhabilidade varia para cada projeto, desde um pavimento não armado até um pilar densamente armado.

Em projetos, para garantir a segurança da estrutura, a resistência característica à compressão especificada refere-se à mínima necessária. Diversos fatores interferem nessa propriedade do concreto, mas as mais comuns em estudos de dosagem são a relação água/cimento e o teor de ar incorporado (Figuras 9 e 10, respectivamente). Essa

interferência é adotada na fase de projeto por meio de coeficientes que levam em consideração a possibilidade de divergências entre os resultados de propriedades obtidos em laboratório e os resultados de obra.

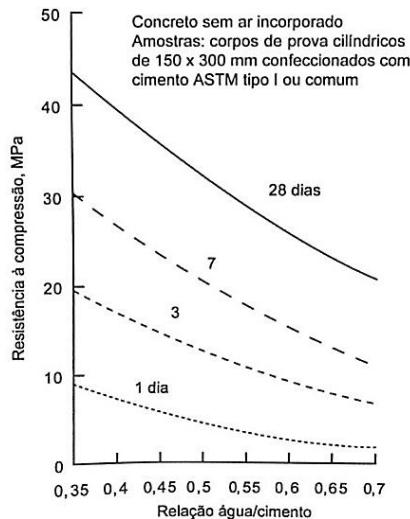


Figura 9 - Influência da relação água/ cimento com a resistência do concreto.

Fonte: Adaptado de Mehta e Monteiro (2014, p.56).

A durabilidade normalmente não é levada em consideração no processo de dosagem quando a estrutura será exposta a condições normais. Porém, quando exposta em ambientes agressivos, o processo de dosagem considera algumas alterações específicas como uma relação água/cimento menor para que ocorra uma diminuição na quantidade e tamanho dos poros do material e da zona de transição na interface entre a matriz cimentícia e os agregados (Figura 11), diminuindo, consequentemente, a possibilidade de entrada dos agentes agressivos no material.

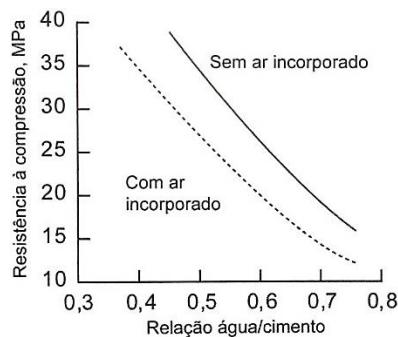


Figura 10 - Influência do ar incorporado na resistência do concreto.

Fonte: Adaptado de Mehta e Monteiro (2014, p.57)

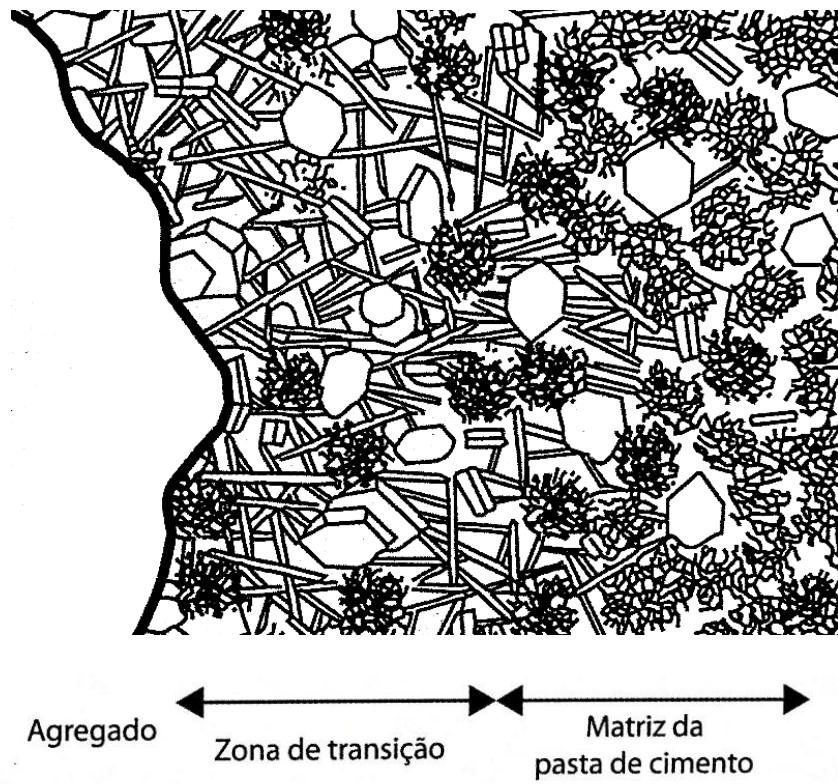


Figura 11 - Representação esquemática da zona de transição da matriz da pasta de cimento no concreto.

Fonte: Adaptado de Mehta e Monteiro (2014, p. 45).

Como apresentado por Helene (2004), a qualidade potencial do concreto depende preponderantemente da relação água/cimento e do grau de hidratação. Popularmente conhecida como Lei de Abrams, essa relação está relacionada com a quantidade de água utilizada na mistura e o consumo de cimento. Quanto maior esse valor, menor será a resistência do concreto, pois maior será a porosidade e, consequentemente, enfraquecerá a matriz cimentícia. No caso de concretos de baixa e média resistência à compressão, essa propriedade possui a interferência da relação água/cimento por meio da zona de transição da interface pasta/agregado. No caso de concretos de alta resistência, quando a relação é mais baixa, a zona de transição se torna mais resistente.

O concreto apresenta boa resistência à compressão; já sua resistência à tração é pequena, da ordem de um décimo da anterior. Por esta razão, a sua aplicação estrutural é restrita. Mesmo com essa restrição, ele é o material mais utilizado na construção civil. Isso se dá por meio da ação conjunta do concreto com o aço, denominado de concreto armado.

O concreto armado é um material constituído de concreto associado a uma armadura passiva (sem nenhuma solicitação inicial). Essa associação resulta em um material com melhores propriedades de resistência tanto à tração quanto à compressão. A parcela de resistência à tração do aço, somada à pequena parcela de resistência à tração do concreto, resulta em uma resistência maior a esse esforço, aumentando as possibilidades de uso do material.

Além disso, no estudo de segurança das estruturas, o objetivo é possibilitar ao máximo a visualização de qualquer perda de resistência por meio de deformações excessivas. Dessa forma, os materiais que possuem elevada relação tensão-deformação, como o aço, são sempre utilizados, pois eles possibilitam que a estrutura deforme, antes do colapso, conferindo ductilidade a mesma.

Justifica-se o uso do concreto armado ao redor do globo pelo seu baixo custo e disponibilidade de mão de obra. Segundo Bolina, Tutikian e Helene (2019), com resistência adequada, aliada ao monolitismo das vinculações dos elementos, as estruturas de concreto armado permitem soluções mais ousadas do que aquelas concebidas em alvenaria autoportante. Além disso, o seu constante uso auxiliou na melhor compreensão da performance desse elemento. Por fim, a durabilidade do concreto é adequada quando projetado de maneira eficaz ao ambiente da instalação.

Dependendo do padrão adotado, o concreto armado possui vantagens e desvantagens, mesmo sendo absoluto em todo o mundo. Seguindo a classificação apresentada por Libânia e Giango (1986), o material possui vantagens como economia de custos e tempo de execução (quando utilizado o concreto armado e pré-moldado); possui alta durabilidade e, inclusive, protege a armadura de corrosão; possui poucos gastos com manutenção quando projetada adequadamente e convenientemente construída; o concreto é pouco permeável à água quando executado em boas condições de plasticidade, adensamento e cura. As desvantagens são apresentadas como: elevado peso próprio; sua produção apresenta muitos resíduos; quando não utilizado o concreto armado, seu tempo de execução se torna elevado. Assim, como apresentado, quando executado de maneira adequada, o concreto apresenta mais vantagens do que desvantagens, confirmando ser um ótimo material de construção, principalmente pela sua resistência mecânica e durabilidade frente aos agentes agressivos.

2.6. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado

Embora milhões de toneladas de concreto sejam produzidas por ano, alguns processos físico-químicos que envolvem esse material ainda não são totalmente conhecidos. O concreto é um material compósito e não homogêneo, ou seja, um material formado a partir de outros materiais com o objetivo de se obter melhores propriedades que, pela sua composição, se diferenciam em todas as suas partes.

A partir da análise da seção transversal apresentada na Figura 12, é possível distinguir, em nível macroscópico, duas fases do concreto: os agregados e a matriz de pasta de cimento hidratada. Já em nível microscópico, o material apresenta grande complexidade. As fases não são distribuídas de forma homogênea, obtendo-se regiões onde a pasta de cimento é tão densa quanto o agregado, e regiões onde ela se apresenta porosa. São essas as diferenças que tornam o concreto um material de difícil determinação de propriedades (muitas vezes, com grande dispersão dos resultados), diferente do aço que é produzido industrialmente e possui pequenos desvios em sua estrutura.

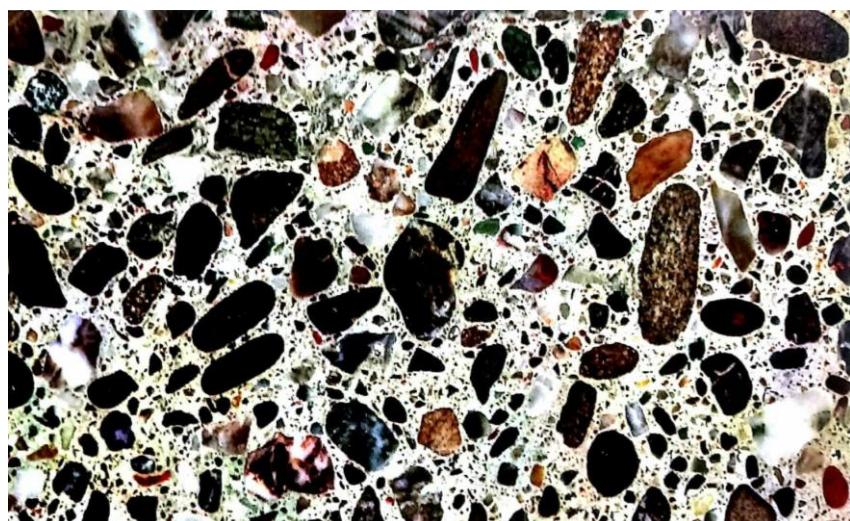


Figura 12 - Seção polida de um corpo de prova de concreto.

Fonte: Adaptado de Mehta e Monteiro (2014, p.24).

A resistência à compressão do concreto é responsável, em grande parte, pelo seu sucesso e presença em diversos projetos. Porém, além de verificar as propriedades mecânicas, é preciso conhecer sua durabilidade. Um concreto bem dosado, lançado, adensado e curado

adequadamente pode representar um material durável. Porém, deteriorações precoces ainda podem acontecer, mostrando a importância de um controle e análise da durabilidade do material.

De acordo com o texto da NBR 6118:2014, durabilidade consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante (ABNT, 2014). O *ACI Concrete Terminology*, publicado pelo *American Concrete Institute* (ACI, 2001), define o mesmo termo como a capacidade do concreto de resistir à ação de intempéries, ataque químico, abrasão e outras condições em serviço. Assim, uma estrutura durável deve resistir aos efeitos químicos e físicos considerados em projeto, sem perder sua forma e qualidade.

A NBR 6118:2014 apresenta algumas características de projeto, propriedades e especificações de dosagem do concreto que estão diretamente ligados à sua durabilidade como o cobrimento mínimo, a relação água/cimento máxima, a classe de resistência mínima do concreto e o consumo mínimo de cimento (ABNT, 2014).

Pelo maior conhecimento técnico sobre o material atualmente, os mecanismos de transporte de líquidos e gases agressivos pela sua rede de poros estão mais conhecidos. Com isso, foi possível expressar esses mecanismos em modelos matemáticos, relacionando-os com variáveis como o tempo, como apresentado por Helene (2004). Dessa forma, se tornou viável a avaliação da vida útil expressa em números e não de maneira qualitativa de adequação da estrutura a um certo grau de exposição.

Essa questão tem sido o foco de projetos estruturais nos últimos anos, principalmente por questões econômicas, pois o custo de reparo e substituição são muito elevados em relação ao total de uma obra. De acordo com Mehta e Monteiro (2014), em países industrialmente desenvolvidos, cerca de 40% do total de recurso das indústrias da construção está sendo aplicado em reparo e manutenção de estruturas existentes e apenas 60% em novas instalações. Além disso, a questão da durabilidade vem sendo relacionada com ecologia, pois a opção por materiais mais duradouros é considerada uma atitude ecológica que preza pelo desenvolvimento sustentável.

De acordo com Ollivier e Vichot (2014), o desenvolvimento sustentável possui três dimensões principais:

- A primeira está relacionada ao ciclo de vida de uma instalação e o cálculo do seu impacto ambiental. Essa análise leva em consideração os materiais utilizados, a quantidade de energia e a emissão de gases no processo;
- A segunda diz respeito à equidade social, no que a construção civil possui grande impacto. A construção deve ser focada mais nas pessoas e nas gerações futuras, além da escolha dos materiais que deve visar o conforto e a durabilidade das estruturas;
- A terceira, e última, diz respeito à eficiência econômica. Nem sempre o que é melhor para o material é o viável economicamente. Uma ponte de grande porte pode ter o seu risco de degradação diminuído pela utilização de armadura inoxidável e de concretos com revestimentos específicos. Porém, isso é raramente visto como uma solução economicamente interessante.

Com a presença de diversos problemas relacionados à durabilidade das edificações no cenário da Engenharia Civil, foi lançada em 2013 a norma de desempenho de edificações habitacionais, a NBR 15575:2013 (ABNT, 2013). Ela possui como objetivo estabelecer uma sistemática de avaliação de tecnologias e sistemas construtivos habitacionais, com base em requisitos e critérios de desempenho expressos em normas técnicas brasileiras vigentes (POSSAN; DEMOLINER, 2013).

Como apresentado anteriormente, os primeiros projetos estruturais em concreto baseavam-se apenas na resistência mecânica do material. Como todo material apresenta limitações, foi necessário o desenvolvimento de procedimentos que visassem a durabilidade das estruturas, relacionado já com o conceito de desempenho que relaciona o comportamento do sistema estrutural ao seu uso.

Esses conceitos ainda não eram suficientes para a garantia de uma obra segura e que pudesse ser utilizada por muito tempo. Esse pensamento introduziu o conceito de vida útil das estruturas. A NBR 6118:2014 define como vida útil das estruturas de concreto o período de tempo durante o qual se mantêm as suas características, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo consultor (ABNT, 2014). Esse conceito deve ser aplicado a todos os elementos de uma estrutura, não só aos de concreto armado. Além disso, é importante observar a diferença nas considerações conforme a função do elemento, como no caso das almofadas do aparelho de apoio, juntas de dilatação e aparelhos de proteção.

De acordo com as três dimensões do desenvolvimento sustentável, apresentadas por Ollivier e Vichot (2014), surgiu a necessidade do acompanhamento do ciclo de vida das estruturas e, consequentemente, o custo do ciclo de vida delas. De acordo com Possan e Demolier (2013), vários estudos podem ser conduzidos, com destaque às estimativas de custos de manutenção ao longo da vida útil, estudos de impacto ambiental, entre outros. Com esses estudos, foi possível o desenvolvimento de projetos sustentáveis. Essa evolução de conceitos pode ser visualizada na Figura 13.

O significado de durabilidade está diretamente relacionado com o conceito de vida útil das estruturas. A durabilidade pode ser definida pelas características dos materiais quando expostos a um ambiente agressivo durante a sua vida útil. Deve-se atentar ao fato de que durabilidade não é uma característica do material em si, mas da relação do material com o ambiente.

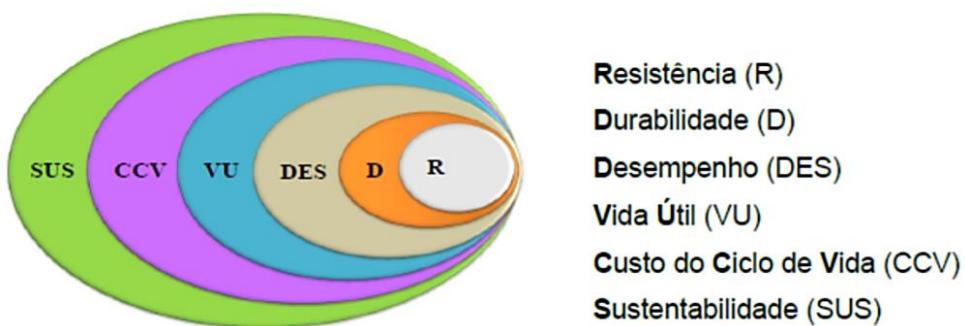


Figura 13 - Evolução dos conceitos para projetos de estruturas de concreto.

Fonte: POSSAN; DEMOLIER (2013).

Durante muitos anos a questão da durabilidade do concreto não foi considerada em projetos por ser uma lacuna no texto normativo para projetos em estrutura de concreto. Em 1942, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) publicou uma pesquisa intitulada “Informações sobre o cimento e concreto de tubulões expostos à água do mar” realizada por Molinari. Esse seria um dos primeiros estudos sobre a durabilidade no Brasil. Somente 50 anos após a publicação, na década de 1990, ocorreu um grande movimento por parte da engenharia nacional para a revisão do texto da norma de projeto de estruturas de concreto, de maneira que ele abrangesse essas questões. Assim, a consideração foi adicionada à norma na revisão do ano de 2003.

Helene (2004) apresenta que a resistência da estrutura de concreto dependerá da ação do ambiente, da resistência do concreto e da resistência da armadura, em conjunto e separadamente no caso do concreto e armadura. Os principais agentes agressivos à armadura não necessariamente são ao concreto. Por outro lado, os ácidos que atacam ao concreto, reduzindo o pH ou destruindo o concreto de cobrimento, atuam de maneira dupla prejudicando primeiro o concreto e depois a armadura.

Essa divisão, necessária e indispensável, entre os mecanismos de deterioração da armadura e os do concreto foram introduzidos na NBR 6118:2014 como a agressividade do ambiente e os critérios de projeto que visam a durabilidade: drenagem, formas arquitetônicas e estruturais, qualidade do concreto de cobrimento, detalhamento das armaduras, controle de fissuração, inspeção e manutenção preventiva.

A agressividade ambiental classifica o ambiente de acordo com os agentes agressivos presentes e o risco que eles podem provocar para a estrutura de concreto (Tabela 3). Um ambiente urbano é classificado como de classe de agressividade ambiental II por conta dos teores de CO₂ presentes na atmosfera, enquanto um ambiente industrial possui classe de agressividade ambiental III por apresentar teores ainda maiores do mesmo gás, sendo ele um dos principais agentes degradantes do concreto.

Tabela 3 - Classe de agressividade ambiental (CAA).

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
		Marinha (a)	
III	Forte	Industrial (a,b)	Grande
		Industrial (a,c)	
IV	Muito forte	Respingos de maré	Elevado
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).		
	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.		
	Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.		

Fonte: Adaptado ABNT (NBR 6118:2104).

De acordo com o tipo de ambiente que a estrutura está inserida, é determinada a relação água/cimento máxima (para garantir que o concreto tenha propriedades físicas adequadas ao ambiente) e a classe de concreto (resistência característica à compressão mínima do concreto), como mostrado na Tabela 4.

Tabela 4 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ^(a)	Tipo ^(b,c)	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/ cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,40$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
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: Adaptado da NBR 6118:2014 (ABNT, 2104).

De acordo com a Tabela 3, é possível perceber que a durabilidade de um material está relacionada ao ambiente no qual ele está exposto. Pode-se dizer que nenhum material é durável por si só, como apresentado por Bolina, Tutikian e Helene (2019). Mantida a mesma qualidade do material, a intensidade das agressões ou ações externas é que vai reger a vida útil do sistema estrutural.

Além disso, quando exposto ao longo dos anos a um ambiente agressivo, o concreto pode apresentar alterações em suas características e propriedades por conta das interações com o ambiente. Dessa forma, não é aconselhado o uso do material a partir do momento que a sua utilização não seja mais viável em relação à segurança e à economia da estrutura. Assim, é caracterizado o fim da vida útil da estrutura.

2.7. Manifestações patológicas em pontes de concreto

São Paulo possui aproximadamente 240 pontes e viadutos com média de 40 anos de idade em seu sistema rodoviário municipal, segundo o estudo desenvolvido pelo Sindicato

Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Consultiva (SiNAENCO, 2005). Porém, a grande maioria das instalações são encontradas com, pelo menos, algum tipo de manifestação patológica, o que coloca em risco a vida dos cidadãos e apresenta a falta de políticas de intervenção para a conservação dessas estruturas.

Patologia é um termo cuja origem vem do grego *pathos* (doença) e *logia* (estudo ou ciência), cujo significado é “estudo de doença”. Essa ciência estuda os desvios da condição normal, ou seja, das anormalidades que podem interferir na normalidade de um elemento. Dessa forma, esse termo é associado ao estudo de doenças, suas causas e como remediar para que se possa evitá-la.

Por muito anos esse termo tem sido utilizado na construção civil. Assim, segundo Bolina, Tutikian e Helene (2019), a patologia das construções é definida como “a ciência que procura estudar os defeitos incidentes nos materiais construtivos, componentes e elementos ou na edificação como um todo, buscando diagnosticar as origens e compreender os mecanismos de deflagração e de evolução do processo patológico, além de suas formas de manifestação”.

Nem sempre os diagnósticos são realizados rapidamente por meio de uma inspeção visual. Em alguns casos, é preciso definir uma sequência de atividades baseadas em análise de dados de ensaios para ser possível concluir sobre a manifestação patológica. A realização errônea de um diagnóstico pode acarretar prejuízos significativos como a não reparação do problema ou a total inviabilização da estrutura. Por isso é importante a correta verificação dos sintomas para preservar a qualidade e a forma da instalação.

As manifestações patológicas podem ocorrer em qualquer etapa da execução de um projeto. Como apresentado por Souza e Ripper (2009), as falhas na fase de projeto podem provocar problemas sérios a estrutura através de:

- elementos de projetos inadequados (deficiências no cálculo da estrutura);
- falta de compatibilização entre estrutura e arquitetura;
- especificação inadequada de materiais;
- detalhamento inadequado etc.

Na fase de construção, os autores comentam que “uma fiscalização deficiente e um fraco comando de equipes, normalmente relacionados a uma baixa capacitação profissional do engenheiro e mestre de obras, podem, com facilidade, levar a graves erros em

determinadas atividades”. Caso as etapas antecessoras a utilização da estrutura apresentarem qualidade adequada, ainda podem aparecer problemas patológicos originados da utilização errônea ou da falta de programa de manutenção adequados.

No caso das obras de arte, as quais possuem tempo de uso maior que as demais fases, essa etapa acarreta maior número de manifestações patológicas. Durante esse período, elas estão expostas a agentes agressivos como: variações de temperatura e nível das águas, atmosfera com alto teor de CO₂ (por conta da emissão pelos veículos das grandes cidades), chuvas e impactos, por exemplo.

No Brasil, a principal origem das manifestações patológicas se dá na etapa de projeto, segundo Bolina, Tutikian e Helene (2019). De acordo com a Figura 14, a etapa de projeto é responsável por 40% das manifestações patológicas, seguida pela etapa de execução que possui um valor de 28%. Isso ocorre pela quantidade de decisões tomadas nestas etapas. Porém, uma realidade que ocorre no setor da engenharia civil, e contribui para o aumento dessas duas porcentagens, é a rapidez com que os projetos devem ser feitos para que as empresas possam, o quanto antes, receber o retorno do investimento.

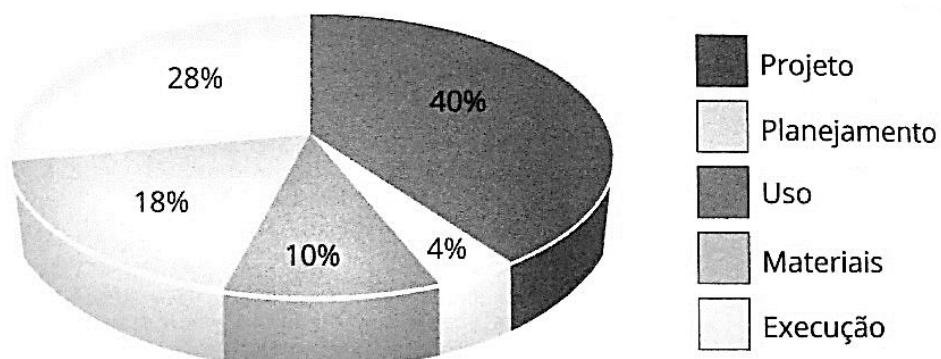


Figura 14 - Frequência das origens das manifestações patológicas.

Fonte: BOLINA; TUTIKIAN; HELENE (2019).

As manifestações patológicas podem apresentar diferentes graus de deterioração. Um mesmo problema em uma ponte, por exemplo, pode se desenvolver com o tempo e passar de um simples reparo para uma interdição com projeto de recuperação com duração de meses. Isso revela a importância da manutenção. A NBR 14037:2011 revela que a

sociedade tem reconhecido a importância dessas atividades como forma de assegurar a durabilidade e a preservação das condições de utilização das edificações durante a sua vida útil de projeto (ABNT, 2011).

Dessa forma, uma estrutura de concreto pode sofrer efeitos físicos e químicos de deterioração devido aos agentes agressivos. Os efeitos físicos são dados por desgaste da superfície, fissuração devida à cristalização de sais nos poros, exposição a temperaturas extremas, como o fogo, e solicitações mecânicas. Os efeitos químicos incluem lixiviação da pasta de cimento por soluções ácidas e reações expansivas envolvendo ataque por sulfato, reação álcali-agregado e corrosão das armaduras no concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Além disso, os efeitos biológicos também desempenham papel importante como agentes de deterioração em pontes. Um dos mais comuns é a ação de sulfetos presentes no esgoto. Dissolvidos em água como gás sulfídrico (H_2S), os sulfetos reagem com o cálcio presente no cimento Portland e, na presença de bactérias aeróbicas, formam o sulfureto de cálcio que descalcifica o concreto amolecendo a pasta de cimento (SOUZA; RIPPER, 2009).

Esses efeitos provocam diversos tipos de manifestações patológicas nas estruturas de concreto. Um dos maiores exemplos em projetos de pontes pode ser apresentado como a variação do nível dos rios. Esse fenômeno acarreta períodos de saturação, em que os poros do concreto ficam cheios de água, e seca, na qual os sais presentes na água se cristalizam. A cristalização de sais provoca fissuras no elemento de concreto. Essa manifestação patológica, dependendo do grau de esforços presente na estrutura, pode provocar o colapso da mesma.

Além disso, de acordo com o relatório do SiNAENCO de 2017 sobre as obras de arte especiais da cidade de São Paulo, as manifestações patológicas nessas instalações podem ser divididas de acordo com o elemento estrutural: superestrutura, mesoestrutura, infraestrutura, aparelhos de apoio, juntas de dilatação, encontros e outros elementos. Serão apresentadas a seguir as manifestações patológicas mais comuns nas pontes de concreto da cidade de São Paulo.

2.7.1. Fissuração

Como resultado de manifestações patológicas no concreto, ações superiores às de projeto, movimentação do elemento ou de reações químicas expansivas, as fissuras são apresentadas devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração (Figura 15). Segundo Beeby¹⁴ (1983) *apud* CEB (1983), as fissuras ocorrerão sempre que a tensão de tração existente no concreto exceder a capacidade de tração do material. Além disso, o autor explica que a tensão de tração no concreto varia com a idade e a taxa de aplicação da tensão.

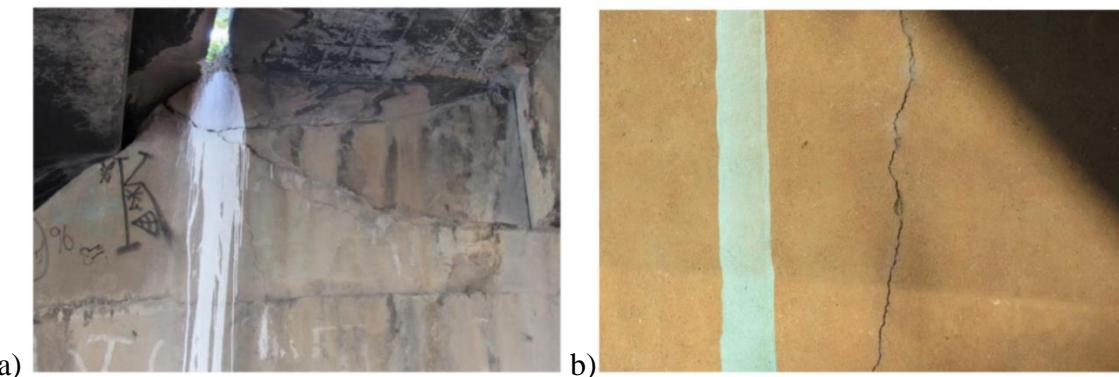


Figura 15 - Exemplos de fissuras em pontes de concreto. (a) Ponte do Guarapiranga - Fissuras na cortina (notar armaduras expostas e corroídas na laje com manchas de infiltração). (b) Ponte do Guarapiranga – Detalhe de fissura aproximadamente 3 mm no pilar.

Fonte: Sinaenco (2017)

As fissuras podem ainda aparecer no concreto em suas primeiras idades por conta de retração plástica ou efeitos térmicos relacionados com o calor de hidratação elevado. Elas devem ser evitadas por meio de controle tecnológico, especialmente na definição do traço e processo de cura.

Por serem inevitáveis em elementos estruturais de concreto, em alguns casos passam despercebidas nas estruturas. De maneira geral, a ABNT 6118:2014 apresenta que quando

¹⁴ BEEBY, A.W. Cause of cracking - Summary. Comité Euro International du Béton – CEB. Boletim Técnico. Copenhagen, Dinamarca, n.152, p.115-119, 1983. Disponível em: https://books.google.com.br/books?id=7mehDwAAQBAJ&pg=PA158&lpg=PA158&dq=CEB-RILEM+Workshop+on+Durability+of+Concrete+Structures&sou rce=bl&ots=uCyrhtxZlb&sig=ACfU3U2TcXnI3S4D5vapOOFRAxGLCYJbJg&hl=pt-BR&sa=X&ved=2ahUKEwj54pCN4-_pAhWEH7kGHRmFBb4Q6AEwBnoECAoQAQ#v=onepage&q=CEB-RILEM%20Workshop%20on%20D urability%20of%20Concrete%20Structures&f=false. Acesso em: 7 jun 2020.

respeitados os limites de abertura de fissuras, as fissuras não implicam em perda de durabilidade ou perda de segurança quanto aos estados limites últimos. Porém, a sua forma, quantidade, abertura e localização na estrutura podem ser decisivos para a sua degradação, já que são caminhos preferenciais e facilitados para a entrada de agentes agressivos em estruturas de concreto.

2.7.2. Desagregação de concreto

A desagregação pode ocorrer, principalmente, por dois fatores principais: choques na estrutura e processo de corrosão da armadura. O desplacamento do concreto de cobrimento (Figuras 17 e 18), quando em relação a corrosão da armadura, ocorre em estágios avançados de corrosão.

Essa manifestação patológica ocorre por diversos motivos como espessura insuficiente ou produção de um concreto com elevada porosidade, incompatíveis com o ambiente. Isso facilita a percolação de agentes agressivos que despassivam as barras de armadura e deflagram o processo de corrosão que, expansivo, expele o cobrimento, conforme Figura 16 (BOLINA; TUTIKIAN; HELENE, 2019).

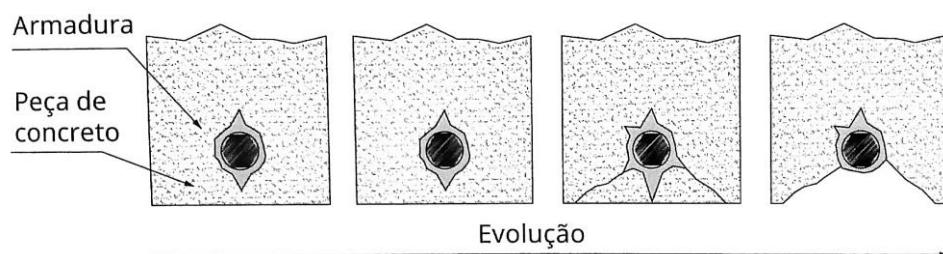


Figura 16 - Diferentes fases do mecanismo de corrosão de armaduras.

Fonte: Bolina; Tutikian; Helene (2019, p.63)

Como visto na Figura 18a, muitos veículos excedem o limite de altura máximo das pontes e acabam provocando colisões na estrutura que provocam destacamento do concreto da região, podendo prejudicar o sistema estrutural como um todo.



Figura 17 - Exemplos de pontes com desagregação de concreto. (a) Ponte dos Remédios (viga longarina com armadura exposta e corroída). (b) Ponte Presidente Jânio Quadros.

Fonte: Sinaenco (2017)

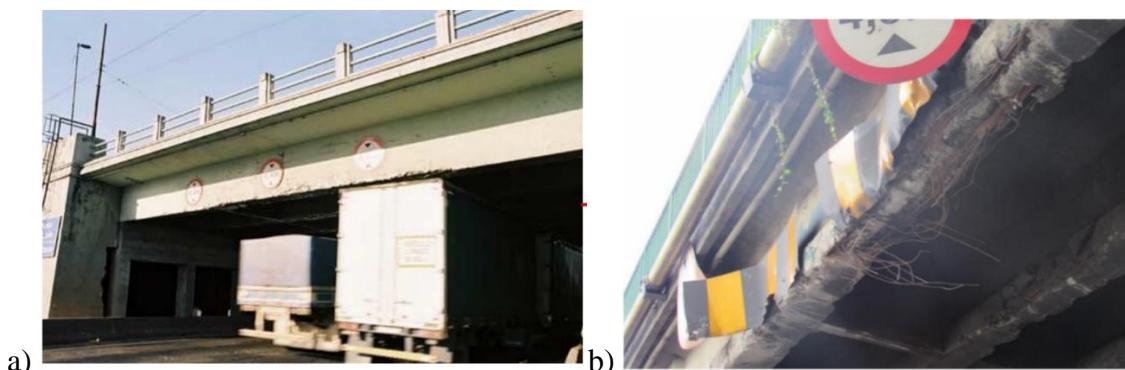


Figura 18 - Exemplos de pontes com desagregação de concreto. (a) Ponte do Limão (caminhões mais altos chocam com a estrutura de limite de 4,4 m). (b) Ponte Eusébio Matoso (cordoalha rompida na viga longarina).

Fonte: Sinaenco (2017)

2.7.3. Falhas nas instalações de drenagem

A presença de água livre, seja por infiltração de chuvas, percolação ou ainda por ascensão capilar, tem levado a um grande número de insucessos e de colapsos prematuros de pavimentos, mesmo estruturalmente bem dimensionados, por inadequação e mesmo inexistência de sistemas de drenagem (SUZUKI *et al.*, 2014).

De acordo com o relatório publicado pela Sinaenco (2017), em geral as pontes da cidade de São Paulo apresentam sistemas de drenagem inadequados ou inexistentes (Figura 19). Segundo Laner (2001), as falhas em instalações de drenagens devem ser evitadas para

que, de fato, não se deixe a água acumular em pontos críticos como, por exemplo, encontros de apoio e vigas, na pista de rolamento, nos aparelhos de apoio, entre outros.

A água é considerada um agente de deterioração química do concreto. Isso porque, segundo Mehta e Monteiro (2014), as moléculas de água são muito pequenas e, assim, conseguem penetrar em cavidades ou poros extremamente finos.

Como a água pode diluir os agentes agressivos e facilitar o ingresso deles no interior do concreto, viabilizar as transformações químicas, funcionando como um reagente, ou inibir o ingresso de gases no interior do concreto, os quais causam transformações de natureza química, ela tem participação decisiva nos mecanismos de deterioração e, por isso, sua presença deve ser evitada em estruturas de concreto armado (BOLINA; TUTIKIAN; HELENE, 2019).

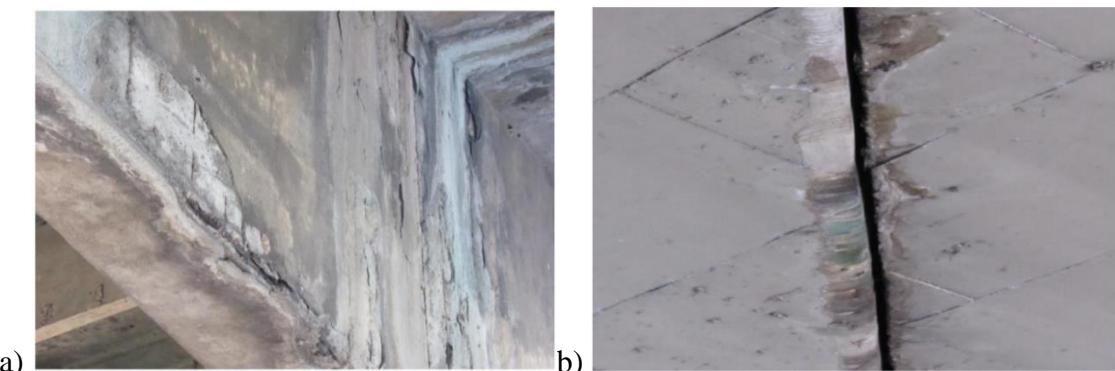


Figura 19 - Exemplos de falhas nas instalações de drenagem. (a) Ponte do Guarapiranga (armadura exposta). (b) Ponte da Av. Teotônio Vilela.

Fonte: Sinaenco (2017)

2.7.4. Lixiviação

O concreto possui um caráter básico em sua natureza. A presença de ácidos na atmosfera desencadeia reações com o material que resultam na redução do seu pH. Esse processo ocasiona a despassivação da armadura e deterioração do material.

Encontrados em maior concentração em ambientes industriais, os ácidos reagem com os elementos cálcicos do concreto (que garantem sua alcalinidade) produzindo sais de ácido que, quando solúveis em água, são carregados para a superfície por meio da lixiviação, e

aumentam a porosidade do concreto, como apresentado por Bolina, Tutikian e Helene (2019).

Os autores também apontam que a lixiviação dos íons de cálcio do concreto se manifesta, normalmente, por meio da formação de eflorescência de coloração esbranquiçada ou stalactites. Além de provocar a diminuição no conforto do usuário, essas manchas (Figura 20) reduzem a resistência do concreto por meio do aumento da porosidade na região.



Figura 20 - Exemplos de lixiviação em pontes de concreto. (a) Ponte da Av. Teotônio Vilela. (b) Ponte Presidente Jânio Quadros.

Fonte: Sinaenco (2017)

2.7.5. Corrosão de armaduras

Segundo Mehta e Monteiro (2014), a deterioração do concreto armado é atribuída, geralmente, ao efeito combinado de mais de uma causa; entretanto, a corrosão da armadura, invariavelmente, é uma das principais causas. A corrosão da armadura é um processo eletroquímico que dissolve a armadura em íons metálicos, a partir da sua interação com o ambiente (BOLINA; TUTIKIAN; HELENE, 2019).

Esse processo pode se dar por dois mecanismos principais: carbonatação e a ação dos íons cloreto. A carbonatação é uma reação do CO₂, dissolvido na solução aquosa presente nos poros do concreto, com os hidróxidos de cimento hidratado, especialmente o hidróxido de cálcio. Com a carbonatação, o aço corrói de forma generalizada, com a presença de umidade no interior do concreto, tendo condições ideais para o processo de corrosão.

A ação dos íons cloreto atua de forma a fazer com que o concreto retenha mais umidade no seu interior, possibilitando o início do processo de corrosão. A penetração desses íons no concreto se dá por fatores como: tipo de cimento, relação água/cimento, grau de saturação dos poros, existência de fissuras, entre outros.

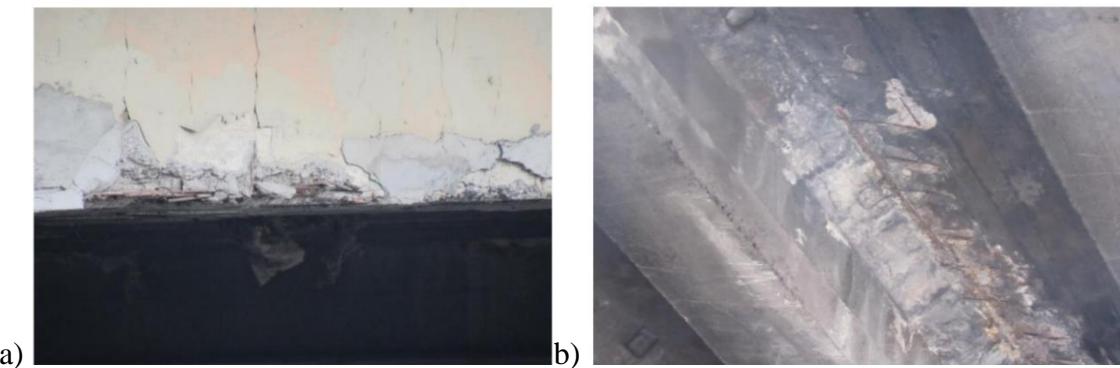


Figura 21 - Exemplos de corrosão de armadura em pontes de concreto. (a) Ponte Eng. Roberto Rossi Zuccolo (corrosão na viga). (b) Ponte Eusébio Matoso (corrosão na laje).

Fonte: Sinaenco (2017)

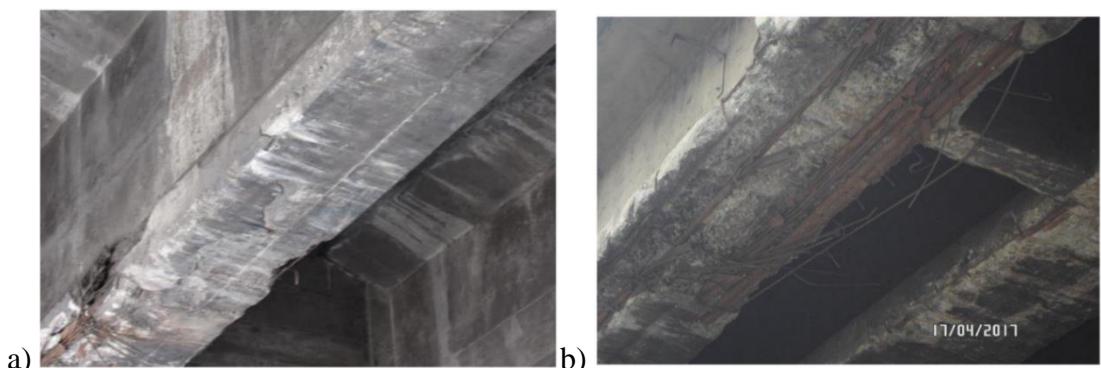


Figura 22 - Exemplos de corrosão de armadura ativa em pontes de concreto. (a) Ponte Universitária (cordoalha rompida). (b) Ponte Cruzeiro do Sul (cabos de protensão rompidos).

Fonte: Sinaenco (2017)

Por meio das reações químicas, o metal da armadura se transforma em produto de corrosão (ferrugem) que pode atingir um volume cerca de 600% do volume original da barra de armadura após diversas reações. Mehta e Monteiro (2014) explicam que esse aumento de volume é a causa da expansão e fissuração do concreto, como mostrado nas Figuras 21 e 22.

Quando a armadura está protegida por uma camada de cobrimento espessa de concreto de alta qualidade, se espera que esse processo não ocorra. Todavia, esses não são os únicos fatores determinísticos da corrosão.

O concreto atua como uma barreira física e química para as barras de armadura. A proteção física é uma barreira a entrada de agentes agressivos, que se torna mais eficiente quanto melhor a qualidade do concreto. Já a proteção química é dada pela alcalinidade do concreto, resultado da presença de hidróxidos produzidos na hidratação do cimento, que evita a corrosão, pois a armadura está passivada (BOLINA; TUTIKIAN, HELENE, 2019).

A vida útil do concreto armado em relação a corrosão pode ser dividida em duas fases, segundo o modelo de *Tuutti*, de 1982, apresentado por Bolina, Tutikian e Helene (2019): a iniciação (tempo para que os agentes agressivos penetrem no concreto) e propagação (tempo após a despassivação da armadura e a corrosão se inicia), como visto na Figura 23.

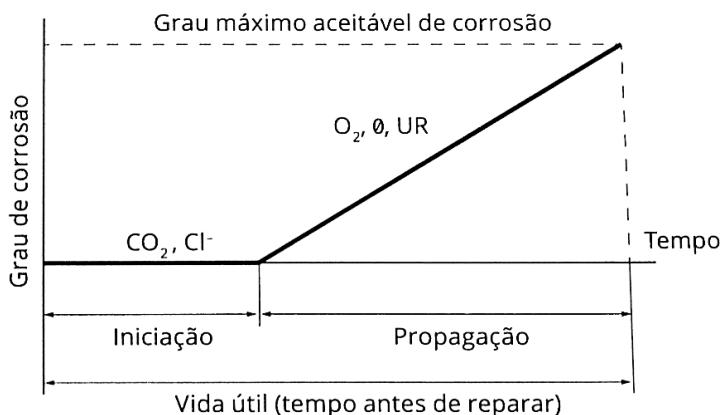


Figura 23 - Modelo de vida útil proposto por Tuutti.

Fonte: Bolina (2019, p.99)

2.8. Inspeção e manutenção em pontes de concreto

A inspeção é uma das atividades mais importantes para garantir a vida útil das estruturas, como as Obras de Arte Especiais (OAE's). A durabilidade das estruturas de concreto

requer cooperação e atitudes coordenadas de todos os envolvidos nas etapas de projeto, construção e utilização, devendo, como mínimo, ser seguido o que estabelece a NBR 12655:2015, sendo também obedecidas as disposições da NBR 6118:2014 em relação ao uso, inspeção e manutenção das estruturas de concreto.

Segundo a NBR 9452:2019, norma para inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto, a inspeção de estruturas de concreto consiste no “conjunto de procedimentos técnicos e especializados que compreendem a coleta de dados necessários à formulação de um diagnóstico e prognóstico da estrutura, visando manter ou restabelecer os requisitos de segurança estrutural, de funcionalidade e de durabilidade” (ABNT, 2019). O texto normativo tem como objetivo especificar os requisitos exigidos na realização dessas atividades.

Para uma inspeção de qualidade é importante garantir a qualificação dos inspetores. A execução incorreta de laudo pode atribuir intervenções inadequadas para a estrutura. Segundo Bolina, Tutikian e Helene (2019), o profissional bem-preparado não tem o dever apenas de recuperar adequadamente, mas também de antever os riscos e proteger a estrutura antes do dano.

Dessa forma, a NBR 16230:2013 estabelece os requisitos para a qualificação e certificação de pessoal para a inspeção de estruturas de concreto. Os requisitos são dados por: escolaridade, experiência profissional, treinamento, aptidão física (para acuidade visual e habilidade para o desempenho da função), qualificação e requalificação, organismos de certificação, organismos de qualificação autorizados e centro de exame de qualificação (ABNT, 2013).

Em alguns casos, a mesma manifestação patológica pode ter mais de uma causa. Por exemplo, considere uma viga de concreto armado com barras corroídas. Esse processo pode ter se iniciado por um erro no detalhamento do projeto (espessura de cobrimento inadequada), uso de material inadequado (propriedades inferiores às requeridas), falta de manutenção e execução inadequada etc. Diante isso, o diagnóstico se torna muito mais complexo.

Além do mais, os casos das OAE's também entram nesse grau de complexibilidade de avaliação. Por possuírem projetos únicos, apresentam detalhes particulares que devem receber inspeções rotineiras. Dessa forma, para que os pequenos detalhes sejam verificados, os inspetores necessitam de boa qualificação.

De acordo com a NBR 9452:2019, existem quatro tipos de inspeção previstas para pontes, viadutos e passarelas de concreto: cadastral, rotineira, especial e extraordinária (ABNT, 2019), conforme detalhado a seguir.

- **Inspeção cadastral:** é a primeira inspeção realizada com o objetivo de levantar as configurações iniciais da obra, logo após a sua construção, e as anomalias já contidas na estrutura.
- **Inspeção rotineira:** realizada periodicamente em prazo não superior a um ano. Deve-se verificar a evolução das anomalias apresentadas nas inspeções anteriores, bem como novas ocorrências ou reparos. Nessa etapa ocorre a classificação da estrutura em relação às suas anomalias.
- **Inspeção especial:** possui periodicidade de cinco anos, com possibilidade de se postergar para até oito anos. Deve apresentar o mapa de anomalias para auxiliar no diagnóstico e prognóstico da estrutura.
Nesse caso, é importante diferenciar duas atividades: reforço e recuperação de estruturas. O reforço é uma intervenção com o objetivo de aumentar a capacidade resistente do projeto original; enquanto a recuperação possibilita restabelecer as condições de uso e segurança que em algum momento foi danificada.
- **Inspeção extraordinária:** não é programada, mas sua execução está relacionada à necessidade de avaliar com mais critério algum elemento ou avaliar a estrutura pela ocorrência de choques de veículos ou eventos da natureza, como inundação, vendaval e outros.

Deve-se lembrar que todas as inspeções devem apresentar relatórios com registros fotográficos abrangentes a todo o sistema estrutural: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura, no caso das pontes e viadutos. Além disso, é exigido o acompanhamento de anomalias presentes nas estruturas durante todas as inspeções a fim de determinar, corretamente, o período de intervenção.

Na inspeção rotineira, como apresentado anteriormente, as obras são classificadas segundo os parâmetros estrutural, funcional, de durabilidade e gravidade dos problemas detectados, respeitando as Normas Brasileiras, como apresentado na NBR 9452:2019.

- **Parâmetros estruturais:** relacionados à segurança estrutural da OAE, de acordo com os estados limites últimos da NBR 6118:2104.

- **Parâmetros funcionais:** relacionada ao seu objetivo, ou seja, deve apresentar visibilidade, gabaritos verticais e horizontais; além do conforto e segurança aos usuários.
- **Parâmetros de durabilidade:** relacionados à resistência da estrutura ao ataque de agentes agressivos. Esses problemas devem ser avaliados junto ao ambiente de inserção da obra.

Assim, o texto normativo apresenta tabelas com os critérios para a atribuição das notas às estruturas. A classificação possui intervalo de 1 a 5, no qual 5 é uma condição excelente e 1 é crítica (ABNT, 2019).

Cada inspeção é realizada de uma forma específica. De acordo com Araújo (2014), para a averiguação e mapeamento de anomalias, deverão ser utilizados equipamentos especiais que permitam a aproximação dos técnicos para melhor compreensão do problema. O autor aponta alguns equipamentos como escadas telescópicas, andaimes tubulares, caminhões plataforma, treliças móveis, guindastes, barcos dotados de dispositivos para investigações subaquáticas, entre outros.



Figura 24 - Caminhão realizando uma inspeção (interdição de duas faixas de tráfego).

Fonte: Araújo (2014)

Em alguns casos, para melhor comodidade do operador e da via, para melhorar o acesso, são desenvolvidas estruturas apenas para auxiliar na inspeção de partes específicas de pontes como as juntas de dilatação, por exemplo. A construção de plataformas metálicas (Figura 25) na superestrutura possibilita realizar tanto vistorias rotineiras quanto

especiais, sem a necessidade de utilização de interdições de faixas de rolamento (Figura 24) (ARAÚJO, 2014).



Figura 25 - Exemplo de ponte com plataformas móveis para inspeção.

Fonte: Araújo (2014).

Atualmente, são utilizados drones como meios de vistoriar as instalações sem a necessidade de mobilização e paralisação do uso da ponte. Essa manobra não dispensa a necessidade de inspetores, sendo algo adicional.

Com os dados obtidos pelas avaliações, são desenvolvidos os planos de manutenção que dependem de diversos fatores como: custo, tempo e disponibilidade para elaboração de obras na região em torno da OAE. Alguns engenheiros preferem determinar a porcentagem de manifestações patológicas em cada elemento do sistema estrutural para poder determinar um plano de manutenção mais otimizado (tanto em tempo quanto em custo).

Segundo a NBR 5674:2012, “é inviável, sob o ponto de vista econômico, e inaceitável, do ponto de vista ambiental, considerar as edificações como produtos descartáveis” (ABNT, 2012). Assim, como a norma apresenta, é imprescindível garantir um plano de manutenção adequado a sua estrutura. Também, é inaceitável “descartá-la” quando os requisitos de projeto, como os parâmetros dos estados limites de serviço e último, atingirem valores inferiores ao proposto pela NBR 6118:2014, que é o que ocorre em

grandes cidades por falta de políticas públicas relacionadas à manutenção preventiva das OAE's.

A NBR 5674:2012 apresenta também que a omissão em relação à atenção para a manutenção pode ser verificada pelos diversos noticiários^{15,16} relacionados à retirada de estruturas de serviço muito antes do final de sua vida útil de projeto. Porém, a manutenção deve ser entendida como serviço técnico periódico, com foco na preservação do valor patrimonial, ao invés de ser feita de maneira improvisada e casual.

O pensamento referente a manutenção vem mudando nos últimos anos. Os responsáveis estão começando a pensar no processo de construção além da entrega e entrada em uso, diferente do que pensavam antes, que era o fim do processo de construção no ato de entrega da edificação.

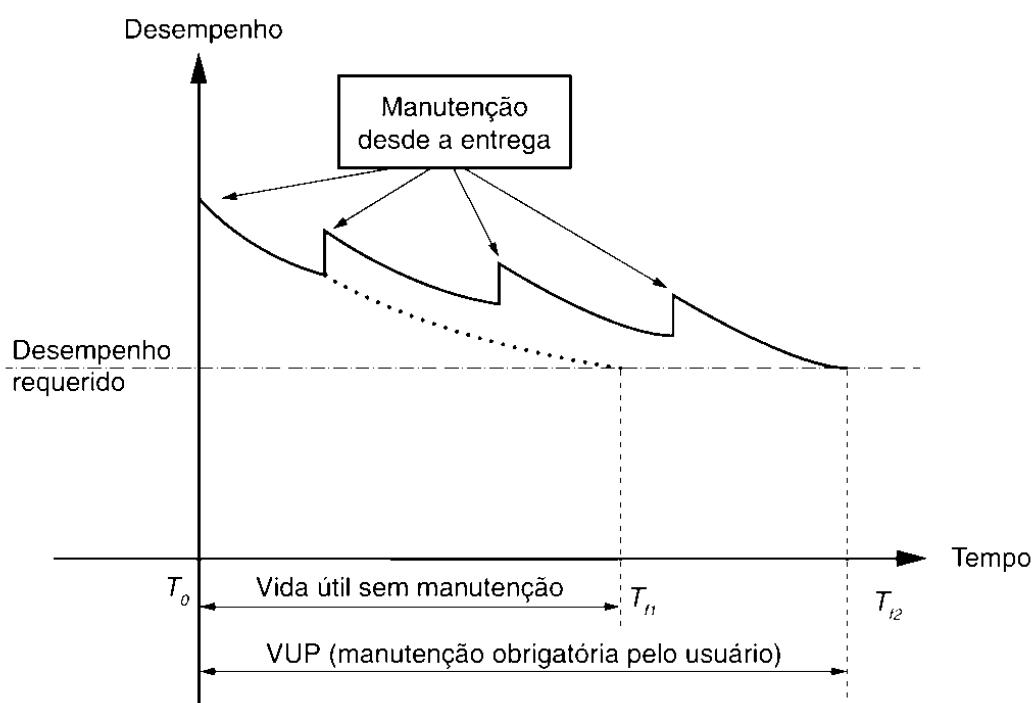


Figura 26 - Desempenho da estrutura ao longo do tempo com a aplicação de manutenção.

Fonte: Adaptado da NBR 15575-1:2013 (ABNT, 2013, p.50).

¹⁵ Em 2019, Prefeitura da capital paulista realizou manutenção em diversas OAEs de acordo com a norma <<http://www.capital.sp.gov.br/noticia/balanco-de-manutencao-de-pontes-e-viadutos-e-apresentado-na-prefeitura>>

¹⁶ Prefeitura da cidade de São Paulo vistoriou 126 pontes e viadutos em 1 ano e manutenção resultou em R\$38 milhões de reais. <<https://sao-paulo.estadao.com.br/noticias/geral,prefeitura-vistoriou-126-pontes-e-viadutos-da-cidade-em-1-ano-manutencao-custou-r-37-9-milhoes,70003088417>>

A elaboração de um plano de manutenção, com atividades corretivas e preventivas, é importante para a segurança e qualidade de vida dos usuários, pois garante manter os níveis de desempenho ao longo da vida útil de projeto, como mostrado na Figura 26.

A NBR 5674:2012, para manutenção de edificações, apresenta três tipos de manutenções que variam com a constância nas intervenções realizadas nas OAE's:

- **Manutenção rotineira:** fluxo constante de serviços (padronizados ou cíclicos) como as limpezas gerais e lavagem de áreas comuns;
- **Manutenção corretiva:** serviços com necessidade imediata a fim de permitir a continuidade do uso das OAE's, ou evitar graves riscos ou prejuízos pessoais e patrimoniais aos usuários ou proprietários;
- **Manutenção preventiva:** serviços com realização programada com objetivo de garantir a vida útil da OAE a partir de solicitação de usuários, durabilidade de elementos constituintes e relatórios de verificações periódicas.

Assim, a manutenção preventiva é a melhor solução para evitar as manifestações patológicas, possuindo um custo cinco vezes menor que a manutenção corretiva. Quanto antes for realizada a manutenção, mais fácil e econômica será realizá-la. Essa relação é apresentada pela Lei de Sitter.

A relação foi apresentada a partir de armaduras de aço corroídas. Apresentada mais detalhadamente nos próximos tópicos, a corrosão é um problema grave quando se trata de estruturas de concreto armado. No Boletim Técnico número 152 de 1983 do *Comité Euro International du Béton* (CEB), Sitter apresenta a Figura 27, baseada no modelo de Tutti sobre corrosão de barras.

O autor descreve as fases A, B, C e D como:

- **Fase A:** consiste na fase de projeto, construção e cura do concreto. Para alcançar o nível desejado de durabilidade, algumas medidas devem ser respeitadas como:
 - Projeto: cobrimento, traço, espaçamento das armaduras etc.;
 - Construção: lançamento e adensamento do concreto, traço, mão de obra etc.;
 - Cura e proteção dos elementos;
 - Revestimentos de proteção;
 - Controle de qualidade;

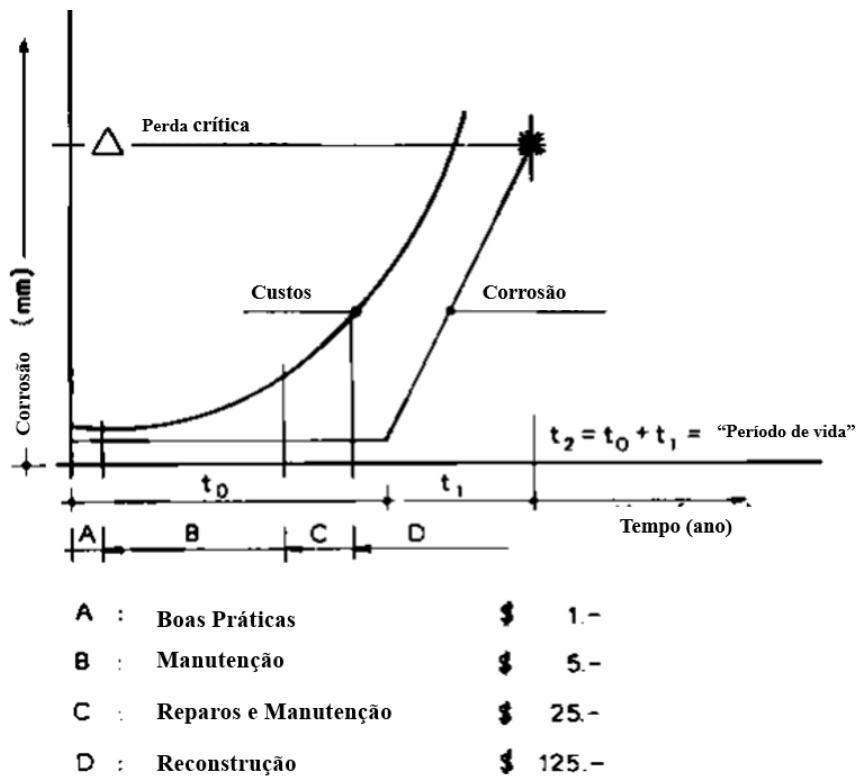


Figura 27 - Representação da Lei de Sitter ou Lei dos Cinco para corrosão de armadura.

Fonte: Comité Euro International du Béton – CEB (1983, p.134)

- **Fase B:** nessa fase, há a possibilidade da existência de carbonatação e de possível entrada de agentes agressivos como os íons cloreto. A durabilidade ainda pode ser alcançada por meio de medidas como: limpeza, revestimento total e local.
- **Fase C:** a carbonatação já iniciou o processo de corrosão em alguns lugares da armadura e o concreto começa a destacar. Para garantir o uso da estrutura durante o período de vida útil desejada, é preciso remover o concreto degradado, revestir a estrutura e lançar concreto e misturas de argamassa sobre a estrutura.
- **Fase D:** a armadura apresenta grandes regiões de corrosão e ocorreu o desplacamento de concreto em diversas áreas. A estrutura pode apenas ser salva por medidas maiores como: refazer toda a camada de cobrimento de concreto ou demolir e remover as partes mais críticas da estrutura.

Após essa definição, Sitter¹⁷ (1983) *apud* CEB (1983) definiu a “Lei dos cinco” (*Law of Fives*) como “um dólar gasto na fase A é igual a cinco dólares na fase B, que é igual a vinte e cinco dólares gastos na fase C, que é igual a cento e vinte e cinco dólares gastos na fase D”. Por fim, o autor explica que a questão do custo não deve ser levada com exatidão. Entretanto, isso mostra que o foco deve ser nas fases A e B, e não nas fases C e D.

Além do custo gasto para a intervenção, que é muito elevado nas fases C e D, deve ser considerado o custo para a sociedade. Uma ponte parada, parte da grandiosa Marginal Tietê, que recebe milhares de veículos por dia, pode desenvolver um efeito avalanche causando elevados prejuízos a diversos setores da cidade.

Vale verificar que as manutenções apresentadas por Sitter não de acordo com os tipos de manutenções apresentados pela NBR 5674:2012. O tipo de manutenção menos interessante é a corretiva por ser imediata e demandar altos investimentos em curto intervalo de tempo; em relação a preventiva, que é a mais indicada, que apresenta uma logística e otimização maiores sendo mais vantajosa para todos os envolvidos na obra.

Dessa forma, a elaboração de manuais e implementação de programas de manutenção corretiva e preventiva são essenciais. O manual de uso, operação e manutenção, apresentado pela NBR 14037:2011 com diretrizes para elaboração de manuais, é o “documento que reúne as informações necessárias para orientar as atividades de conservação, uso e manutenção da edificação e operação dos equipamentos”.

O programa de manutenção considera todos os documentos disponíveis com características sobre a estrutura como projetos, memoriais, orientação de fornecedores e manual de uso, operação e manutenção (quando houver). Além disso, devem ser consideradas características como:

- Tipologia, complexidade e regime de uso da edificação;
- Sistemas, materiais e equipamentos;
- Idade das edificações;

¹⁷SITTER, W.R. Costs for service life optimization the “Law of Fives”. Comité Euro International du Béton – CEB. Boletim Técnico, Copenhagen, Dinamarca, n.152, p.131-134, 1983. Disponível em: https://books.google.com.br/books?id=7mehDwAAQBAJ&pg=PA158&lpg=PA158&dq=CEB-RILEM+Workshop+on+Durability+of+Concrete+Structures&source=bl&ots=uCyrhtxZlb&sig=ACfU3U2TcXnI3S4D5vapOOFRAxGLCYJbJg&hl=pt-BR&sa=X&ved=2ahUKEwj54pCN4-_pAhWEH7kGHRmFBb4Q_6AEwBnoECAoQAQ#v=onepage&q=CEB-RILEM%20Workshop%20on%20Durability%20of%20Concrete%20Structures&f=false. Acesso em: 7 jun 2020.

- Expectativa de durabilidade dos sistemas, quando aplicável aos elementos e componentes, devendo atender à NBR 15575:2013, quando aplicável;
- Relatórios das inspeções, constando comparativos entre as metas previstas e as metas efetivas, tanto físicas como financeiras;
- Relatórios das inspeções constando as não conformidades encontradas;
- Relatórios das inspeções sobre as ações corretivas e preventivas;
- Solicitações e reclamações dos usuários ou proprietários;
- Histórico das manutenções realizadas;
- Rastreabilidade dos serviços;
- Impactos referentes às condições climáticas e ambientais do local da edificação;
- Escala de prioridades entre os diversos serviços;
- Previsão financeira.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

3.1. Metodologia de trabalho

O presente trabalho foi desenvolvido de acordo com a seguinte metodologia, dividida em quatro etapas principais: definição da solução técnica adotada, projeto estrutural da ponte, análise crítica do projeto e desenvolvimento de um plano de manutenção.

3.1.1. Definição da solução técnica adotada

Inicialmente é preciso determinar as características da ponte a ser projetada, de acordo com as diretrizes da NBR 6118:2014 relacionadas à durabilidade e vida útil das estruturas como, por exemplo, a classificação da classe de agressividade ambiental, o cobrimento mínimo e a classe de resistência do concreto mínima.

O sistema estrutural deverá ser determinado de acordo com o local adotado (a cidade de São Paulo, especificamente cruzando o rio Tietê) e as características específicas das pontes de concreto similares do local, com adequações considerando melhores condições aos motoristas, ciclistas e pedestres. O sistema construtivo será determinado também de acordo com o ambiente em torno da obra e das facilidades que ele pode proporcionar como disponibilidade de materiais, possibilidade de instalar áreas de apoio à construção e mão de obra, por exemplo.

A cidade de São Paulo foi escolhida para ser o ambiente do projeto por apresentar diversos exemplares que possibilitarão uma comparação mais adequada entre o projeto dimensionado de acordo com o texto atual da NBR 6118:2014 e as antigas OAE's projetadas com a NBR 6118:1980. Além disso, por ser uma megaciadade, São Paulo apresenta altos índices de agentes agressivos e uma alta carga móvel por conta do tráfego intenso pela região próxima ao Tietê, possibilitando uma abordagem real e completa durante o projeto.

A seção transversal da ponte é uma das geometrias mais importantes para o desenvolvimento do seu projeto. Essa será determinada a partir de pontes já existentes na região de interesse e de relações apresentadas em bibliografias de projeto que possibilitam o dimensionamento da seção dos elementos estruturais a partir da consideração de alguns poucos parâmetros, como o número de faixas e presença de barreiras.

Por fim, serão determinadas as características do concreto e do aço utilizados no projeto da ponte de acordo com a classe de agressividade do ambiente, como apresentado por norma, assim como a determinação da utilização de armaduras ativas ou passivas, que dependem do sistema construtivo e estrutural determinados para o projeto.

3.1.2. Projeto estrutural da ponte

Para o projeto da ponte, serão dimensionados os elementos estruturais da superestrutura de acordo com os critérios apresentados na NBR 6118:2014.

As ações atuantes na estrutura serão definidas a partir do peso próprio dos elementos estruturais da ponte e das ações móveis. O carregamento devido a esse tipo de ação é o resultado da análise das ações de veículos sobre a ponte (como apresentado no tópico 2.4 deste trabalho). Essa determinação, assim como os cálculos posteriores, será realizada de maneira simplificada devido à complexidade da análise estrutural.

Os esforços solicitantes serão calculados para elementos lineares de concreto armado. A solução analítica será obtida a partir do *software FTOOL*, disponibilizado pelo Departamento de Engenharia de Estruturas (SET) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC-USP). O software possibilita analisar de maneira simplificada a ação das cargas móveis e apresentar a envoltória de esforços solicitantes tanto das cargas permanentes quanto das cargas móveis, necessárias para o dimensionamento da estrutura a partir dos esforços mais críticos.

O cálculo das armaduras longitudinal e transversal resulta da análise dos pontos de maior esforço na estrutura. De acordo com a escolha prévia do tipo de armadura, serão realizados os cálculos de maneira a projetar uma armadura otimizada ao elemento.

Após o elemento dimensionado e com as armaduras calculadas, é necessária a verificação dos Estados Limites de Serviço (ELS), para verificação da formação de fissuras (ELS-F) e abertura de fissuras (ELS-W), e do Estado Limite Último (ELU), para verificação da fadiga decorrente da força cortante, no concreto comprimido e na armadura longitudinal.

Por fim, com a verificação dos Estados Limites da estrutura, será apresentado o detalhamento de toda a estrutura e armaduras de acordo com a NBR 6118:2104.

3.1.3. Análise crítica do projeto

Após o projeto estrutural ser concluído, ele será modelo para uma análise entre os critérios apresentados pela NB-1/1943 e sua versão revisada (atual) de 2014. Nesta serão apontados os critérios de durabilidade das estruturas e quanto eles interferem no projeto estrutural e vida útil de projeto.

3.1.4. Desenvolvimento do plano de manutenção

No final do projeto, depois que todos os parâmetros necessários estiverem determinados (como apresentado no tópico 2.8 deste trabalho), serão apresentadas algumas ações preventivas para assegurar a vida útil da estrutura como rotinas de inspeção e manutenções rotineiras.

CAPÍTULO 4

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

4.1. Apresentação da ponte

Como apresentado anteriormente, para a comparação de objetivo deste trabalho, será utilizado o projeto de uma ponte existente na cidade de São Paulo: a Ponte do Limão. Seu projeto foi elaborado na década de 1940 e a execução foi concluída em 1953.

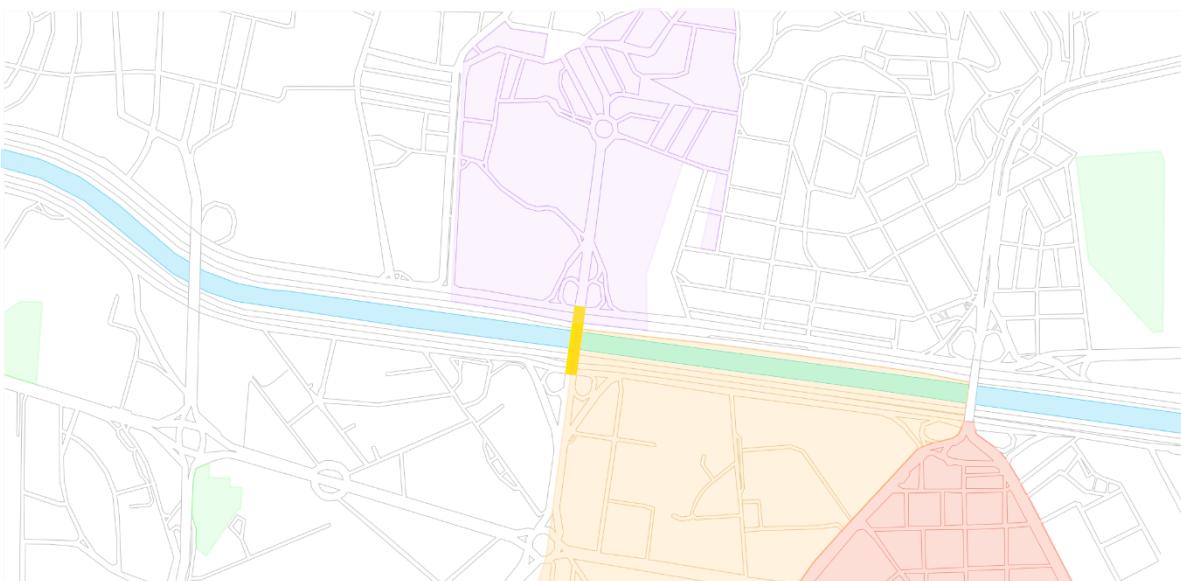


Figura 28 - Representação dos bairros interligados pela Ponte do Limão.

Fonte: Adaptado de Google Maps (2021).

A Ponte do Limão - Adhemar Ferreira da Silva¹⁸, representada em amarelo na Figura 28, atualmente, possui um comprimento total de 300 metros e largura de 32 metros. Seu sistema é constituído de vigas apoiadas em pilares. Como parte do sistema viário da Marginal do Tietê, a ponte conta com 6 pistas divididas em 2 sentidos que auxiliam os usuários a cruzarem o Rio Tietê e passarem da porção norte da Avenida Ordem e Progresso, no distrito da Casa Verde (bairro do Jardim das Laranjeiras, parte hachurada em lilás), à porção sul da mesma avenida, localizada no distrito da Barra Funda (Várzea da Barra Funda, parte hachurada em laranja). Fotos atuais da ponte são mostradas nas Figuras 29 a 31.

¹⁸Adhemar Ferreira da Silva, primeiro atleta brasileiro em salto à distância a conquistar medalha de ouro pelo país, foi homenageado pela Lei Municipal 14.576 de 31 de outubro de 2007 através da alteração do nome dessa ponte <<https://www.gazetazn.com.br/index1.asp?bm=m&ed=15&s=29&ma=28&c=0&m=0>>. Acesso: 14 de maio de 2021.



Figura 29 - Vista da Ponte do Limão pela Avenida direita no sentido norte-sul.

Fonte: Google Maps (2021).



Figura 30 - Vista da Ponte do Limão pela Avenida direita no sentido sul-norte.

Fonte: Google Maps (2021).



Figura 31 - Vista da Ponte do Limão pela Avenida Esquerda no sentido norte-sul.

Fonte: Google Maps (2021).

4.2. Características do local

4.2.1. Clima

O clima de uma região pode interferir de diversas formas nas propriedades do concreto das estruturas. A umidade pode facilitar a percolação de íons cloreto e desencadear reações de carbonatação em regiões com alta concentração de CO₂. Ademais, a corrosão da armadura, o aumento de fluência e da retração também podem ocorrer pelas variações climáticas de uma região. Segundo YUAN (2013)¹⁹ *apud* Ribeiro (2011), o clima do ambiente é o principal fator que influencia a deterioração das estruturas.

As condições climáticas das áreas urbanas, entendidas como clima urbano, derivam da alteração da paisagem natural e da sua substituição por um ambiente construído, palco de intensas atividades humanas (MENDONÇA, 2003²⁰ *apud* LIMA; ZANELLA, 2011). Com isso, é possível considerar diferentes climas urbanos em uma mesma cidade, apenas variando a configuração urbana de determinado espaço. Esses climas podem ser denominados de microclimas.

Segundo definição apresentada em Glossário da plataforma Projeteee²¹ – Projetando Edificações Energeticamente Eficientes, microclimas são:

“... áreas relativamente pequenas cujas condições atmosféricas diferem da zona exterior. Há ainda casos de microclimas urbanos, onde as construções e emissões de poluentes atmosféricos dão origem ao aumento da temperatura, tal como da composição natural do ar, provocando diferenças de temperatura, composição da atmosfera, umidade e precipitação, entre outros componentes do clima”.

Um dos microclimas urbanos mais conhecidos situa-se na região das marginais do Tietê e Pinheiros, na cidade de São Paulo, principais corredores de trânsito que ligam áreas de grande importância econômica e comercial para a cidade. A somatória do fluxo diário das

¹⁹ YUAN, Y., JIANG, J. Prediction of temperature response in concrete in a natural environment. *Construction and Building Materials* 25, p. 3159-3167, 2011.

²⁰ MENDONÇA, F. Clima e Planejamento urbano em Londrina. Proposição metodológica e de intervenção urbana a partir do campo termo hidrométrico. In: MONTEIRO, C.A.F.; MENDONÇA, F. Clima urbano. São Paulo: Contexto, p. 93-120. 2003.

²¹Disponível em: <http://projeteee.mma.gov.br/glossario/microclima/#:~:text=O%20microclima%20%C3%A9%20relativamente,corpos%20de%20%C3%A1gua%20ou%20vegeta%C3%A7%C3%A3o.> Acesso em 15 de maio de 2021.

marginais (Tietê e Pinheiros) contribuem diariamente para a passagem de mais de 600.000 veículos - calhas de tráfego pesado (CET, 2020).

De acordo com Zorzetto (2003) no artigo “A cidade de 77 climas” publicado na Revista Fapesp de 2003, “... em consequência das distintas formas de ocupação do espaço urbano, a cidade apresenta 77 climas diferentes ...”. Segundo o autor, além da umidade e temperatura, os climas consideram o tipo de construção predominante e a intensidade do trânsito, uma vez que a temperatura pode ser elevada com o calor e poluição emitidos pelos carros.

A cidade de São Paulo é negativamente conhecida pela sua poluição atmosférica resultado de elevados fluxos de veículos e indústrias na capital paulista. De acordo com a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo²² (CETESB), a cidade apresentou casos graves após a Segunda Guerra Mundial, com a implantação de indústrias de grande porte sem a preocupação com o controle da emissão de poluentes atmosféricos. Na década de 1970, a Cetesb detectou altos índices de monóxido de carbono (CO) na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP). Isso se manteve em 1985 como apresentado no Boletim Anual de Qualidade do Ar da Região Metropolitana de São Paulo e Cubatão que cita como justificativa dos altos índices, uma grande frota de veículos e um grande número de indústrias pesadas, como siderúrgicas e aciarias, fábricas de cimento, ácido sulfúrico, fertilizantes, refinarias e indústrias petroquímicas etc.

Avaliando os boletins anuais da CETESB de Qualidade do Ar da Região Metropolitana de São Paulo e Cubatão de 1985 e 2019 é possível verificar pontos importantes como a relação entre a evolução da frota de veículos da capital e o aumento na concentração dos poluentes atmosféricos. A frota de veículos passou de 2.534.000 em 1985 para 15.266.361 em 2019, o que justifica a maior concentração de poluentes atmosféricos (alta concentração de CO, CO₂, SO₂, NOX, MP, entre outros) na região das marginais Tietê e Pinheiros, por serem as principais vias expressas da cidade.

Segundo Possan (2010), o ingresso do dióxido de carbono (CO₂) através do concreto é um dos principais desencadeadores da corrosão das armaduras. Com a alta concentração do CO₂ na atmosfera das regiões das marginais Tietê e Pinheiros e a umidade, de dias quentes ou chuvosos, a reação é facilitada em estruturas de concreto, diminuindo o pH da

²²Disponível em: <https://cetesb.sp.gov.br/ar/>. Acesso em 15 de maio de 2021.

solução presente nos poros do concreto e iniciando o processo de despassivação da armadura.

Resultado da queima de combustíveis como enxofre, óleo diesel, óleo combustível industrial e gasolina, o dióxido de enxofre (SO_2) é um dos principais responsáveis pela redução de visibilidade da atmosfera e da formação de chuva ácida que, de acordo com a Cetesb²³, é a precipitação de água sob a forma de chuva, neve ou vapor, tornada ácida por resíduos gasosos provenientes, principalmente, da queima de carvão e derivados de petróleo ou de gases de núcleos industriais poluidores. Iwakura (2001) considera a precipitação ácida quando seu pH for inferior a 5,6. No caso da cidade de São Paulo, o pH da água de chuva oscila entre 4,5 e 5, indicando, como anteriormente apresentado, contaminação da atmosfera.

4.2.2. O Rio Tietê

O Rio Tietê sempre esteve presente na história da cidade de São Paulo. Índios da etnia tupi-guarani ocuparam suas várzeas, canoeiros se sustentaram da pesca em suas águas, imigrantes portugueses e italianos extraíam de seu solo areia e argila para a construção de casas nas então colinas paulistanas (COLOGNA, 2007). De acordo com a Prefeitura do município de Tietê²⁴, o Rio Tietê era conhecido como Rio Anhembi, que em tupi guarani significava Rio das Anhumas (ave típica da região do Tietê), e só mais tarde os bandeirantes o denominaram Tietê, assim chamado pelos índios habitantes dessa região.

A maior parte da cidade de São Paulo encontra-se inserida na bacia do Alto do Tietê que possui uma área total de cerca de 5900 km². Ao longo dos anos, o rio Tietê começou a apresentar regimes hidráulico e hidrológico extremamente complexos, em decorrência de alterações provocadas por barragens, retificações de canais, remoção de cobertura vegetal nativa e instalação de usos diversos, como agricultura, urbanização, mineração, captações de água, entre outros (FUSP, 1999²⁵ *apud* SEPE; GOMES, 2008).

A retificação do Tietê pode ser considerada como a alteração mais obscura na história do rio. No início do século XX, engenheiros da prefeitura da cidade de São Paulo se

²³Disponível em:<https://cetesb.sp.gov.br/glossario/#1500038602458-730ddd40-ba77>. Acesso em 15 de maio de 2021.

²⁴Disponível em: http://www.tiete.sp.gov.br/14_historia.php. Acesso em 14 de maio de 2021.

²⁵FUNDACÃO UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – FUSP. Relatório de situação dos recursos hídricos: Bacia do Alto Tietê. São Paulo: FUSP, 1999.65p.

mobilizaram para elaborar um projeto que adequava o rio para as novas demandas da população. No início da década de 1920, o engenheiro sanitário Francisco Rodrigues Saturnino de Brito recebeu a tarefa de elaborar um projeto para melhoramento do rio (Figura 29). O projeto foi elogiado, porém não foi executado. As obras de retificação começaram na década de 1940, baseadas em estudos desenvolvidos posteriormente aos de Saturnino.

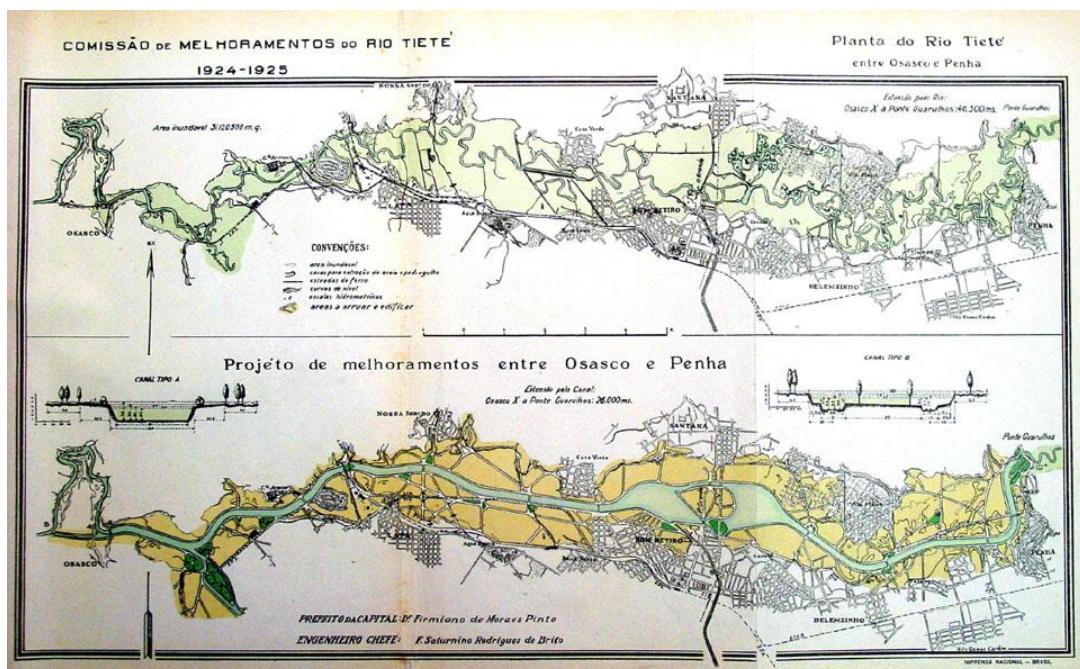


Figura 32 - Projeto apresentado pelo Eng. Saturnino de Brito na década de 1920 para a Comissão de Melhoramento do Rio Tietê.

Fonte: Do outro lado do rio: retificações, canalizações e projetos abandonados dos rios de São Paulo, 2013.²⁶

Antes de sua retificação, o Tietê era um rio típico de planícies: meandrício, cheio de curvas, de baixa declividade (ROSA, 2013). Seus leitos variavam de 60 metros até 1000 metros, em épocas de chuvas. Após cada época de chuva, o seu curso mudava permanentemente. Essas características somadas a uma expansão urbana acelerada desencadearam diversas situações problemáticas ao rio como as inundações, iniciadas antes do término das obras na década de 1960, e a poluição, pelo lançamento de toneladas

²⁶ Disponível em: <https://gizmodo.uol.com.br/do-outro-lado-do-rio-segunda-parte/>.

de resíduos sólidos e de matéria orgânica proveniente de indústrias e de esgotos domésticos sem qualquer tratamento.

No caso das inundações, a região de planície, na qual o rio se situa, somada a configuração de seus afluentes, resulta em uma situação na qual toda a água de chuva dos rios da bacia segue para o rio Tietê. Segundo o Caderno das Águas²⁷, publicado pela Prefeitura do município de São Paulo, a planície de inundaçāo, que é a área tomada pelas águas do rio nas suas cheias naturais, chega a ser quarenta vezes a largura do rio. Isso porque as regiões de várzeas foram ocupadas por estradas, impermeabilizando o solo. Dessa forma, mesmo com um sistema de bombeamento com 59 bombas (sendo 51 apenas da marginal Tietê), as inundações acontecem e provocam esforços adicionais às estruturas de infraestrutura urbana como as pontes. Diversas vezes os alagamentos viraram notícias, como nos casos de transbordamento em 2017²⁸ e 2020²⁹.

A poluição do rio Tietê pelo esgoto e descartes industriais não tratados, além de provocar problemas de saúde à população, auxilia para a rápida degradação de estruturas de concreto armado, quando em contato, como o caso de pilares e estruturas de fundações. Isso por conta da presença de íons sulfato, elemento relacionado aos fenômenos de degradação de maior importância, como perda de resistência mecânica e desagregação do concreto.

4.2.3. Classe de Agressividade Ambiental

Segundo Helene (2004), a classificação da agressividade do ambiente, com base nas condições de exposição da estrutura ou suas partes, deve levar em conta o micro e o macro clima atuantes sobre a obra e suas partes. Dessa forma, para a determinação da classe de agressividade atual do ambiente no qual a ponte se encontra, é possível considerar o microclima das marginais com alta concentração de poluentes atmosféricos.

A escolha dessa classe em detrimento a uma classe mais severa, como a classe IV, se deve pelo fato da concentração e velocidade de reação das manifestações patológicas possíveis.

²⁷Disponível em: https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/guia_aguas_1253304123.pdf. Acesso em 14 de maio de 2021.

²⁸Disponível em: <https://g1.globo.com/sao-paulo/noticia/chuva-causa-alagamentos-em-sp.ghtml>. Acesso em 16 de maio de 2021.

²⁹Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/2020/02/11/sistema-de-bombeamento-do-tiet-e-comecou-a-funcionar-so-16-horas-depois-da-inundacao-na-marginal-confirma-secretaria.ghtml>. Acesso em 16 de maio de 2021.

A classe de agressividade III é escolhida para regiões industriais e marinhas (sem respingos de marés) com manifestações patológicas de menor intensidade de propagação. A classe de agressividade IV é escolhida em casos de estruturas próximas a centros industriais de elevada emissão de poluentes e de áreas com respingos de marés. Dessa forma, a degradação por ataque de sulfatos ou corrosão por ação de íons cloreto ocorre de uma maneira mais intensa e rápida nestas condições de exposição.

De acordo com um artigo publicado pela CETESB³⁰, a concentração de gases de efeito estufa (GEE) no estado de São Paulo em 2019 era de 38,5 ppm, ou seja, pode-se afirmar que o efeito desses gases equivale a uma concentração atmosférica de 38,5 ppm de CO₂ (CO_{2eq}). Como esse valor é uma média para o estado, pode-se afirmar que a concentração na capital será superior a esse valor. A NBR 12655:2015 apresenta, em seu Anexo A, a Tabela A.1 (Tabela 5) de características recomendadas para concreto exposto a soluções aquosas agressivas e o seu intervalo aceito em cada classe de agressividade ambiental (ABNT, 2015). Com isso, a região da Ponte do Limão pode ser classificada como classe de agressividade ambiental III.

Tabela 5 - Características recomendadas para concreto exposto a soluções aquosas agressivas.

Condições de exposição em função da agressividade	Ph ^a	CO ₂ agressivo (mg/l)	Íon magnésio (mg/l)	Íon amônia (mg/l)	Resíduo sólido (mg/l)	Máxima relação água/cimento ^a	Mínimo f _{ck} (MPa)
Fraca	7 a 6	<30	< 100	< 100	> 150	Conforme Tabela 2	Conforme Tabela 2
Moderada	6 a 5,5	30 a 45	100 a 200	100 a 150	150 a 50	0,50	35
Severa	< 5,5	> 45	> 200	> 150	< 50	0,45	40

Nota: esta tabela não é exaustiva e, para casos especiais e outras questões complementares, como o tipo e consumo de cimento, bem como da espessura mínima de cobrimento, deve-se consultar um especialista ou fazer uso de procedimentos e normas internacionais aplicáveis e aceitos pela comunidade técnico-científica, como as constantes da bibliografia desta norma, que foi utilizada para a elaboração deste anexo.

^a Propriedade adimensional.

Fonte: Adaptado da NBR 12655:2015 (ABNT, 2015).

Helene (2004) aponta que a resistência à compressão não é, pôr si só, uma medida suficiente da durabilidade do concreto e que diversos outros fatores são importantes para garantir o melhor desempenho para o material. A NBR 6118:2014 cita outros fatores

³⁰Disponível em: <https://cetesb.sp.gov.br/veicular/>. Acesso em 17 de junho de 2021.

importantes para a durabilidade das estruturas de concreto como características do concreto, espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. Esses fatores relacionados à classe de agressividade ambiental escolhida são apresentados na Tabela 6 a seguir.

Tabela 6 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade e cobrimento nominal.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 3)			
		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 ^b	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

^bPara 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.

^cNas 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

^dNo trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DO PROJETO ORIGINAL

5.1. Histórico da obra

A Ponte do Limão foi inaugurada em 1953; com isso, possui atualmente 68 anos. Não foram encontradas informações a respeito dos primeiros anos da ponte recém-construída.

Em 1995³¹, uma enchente provocada por uma chuva virou notícia por alagar bairros da região entre a ponte do Morumbi (zona sul) e a ponte do Limão (zona norte). Na mesma notícia, foi apresentado que esse fato já tinha ocorrido no ano de 1985.

Em 2000³², a ponte passou por um choque devido a um impacto com um caminhão de altura superior ao gabarito da ponte, na época de 4,50 metros (entre o nível da marginal a face inferior da ponte). Segundo a notícia publicada pela Folha de São Paulo, o veículo derrubou ferragens da estrutura da ponte, que ficaram expostas e penduradas. Na época, o então diretor de obras de arte da secretaria de Vias Públicas, engenheiro José Carlos Mais admitiu que “caminhões mais altos raspam nas ferragens quase todos os dias”. O engenheiro complementa que o gabarito é muito baixo e garantiu que havia um projeto para aumentar a altura do vão para 5 metros.

Como apresentado pelo diretor de obras de arte da secretaria de Vias Públicas, em 2004³³ foram iniciadas obras emergenciais na ponte por conta de outro choque de veículo com altura superior ao gabarito da ponte. Uma análise técnica detalhada foi realizada para saber quais reparos deveriam ser realizados na época. De acordo com uma publicação de Milton Jung em 2008³⁴, barreiras de concreto e vergalhões foram deixados desde a obra de 2004 até 2008 no tabuleiro da ponte.

Em matéria publicada no Diário do Grande ABC³⁵ em 2009, neste mesmo ano, a ponte passou por uma obra complexa que constou na substituição de 12 vigas e no aumento do gabarito de 4,50 para 5,10 metros de altura. Isso devido a um projeto de ampliação da capacidade das marginais da cidade de São Paulo (THERMAN, 2021).

³¹Disponível em: <https://www1.folha.uol.com.br/fsp/1995/2/04/cotidiano/30.html>. Acesso em 18 de junho de 2021.

³²Disponível em: <https://www1.folha.uol.com.br/fsp/cotidian/ff1508200032.htm>. Acesso em 17 de junho de 2021.

³³Disponível em: <https://www.dgabc.com.br/Noticia/396927/sp-caminhao-entalha-e-trecho-da-ponte-do-limao-e-interditado>. Acesso em 17 de junho de 2021.

³⁴Disponível em: <https://miltonjung.com.br/2008/08/25/ponte-de-limao-em-obras-desde-2004/>. Acesso em 17 de junho de 2021.

³⁵Disponível em: <https://www.dgabc.com.br/Noticia/922611/apos-4-anos-reiniciam-obras-na-ponte-do-limao-em-sp>. Acesso em 17 de junho de 2021.

De acordo com imagens do programa Google Earth é possível verificar que no final de 2010 e começo de 2011, a ponte sofreu uma grande alteração por conta de uma obra de expansão na marginal Tietê.

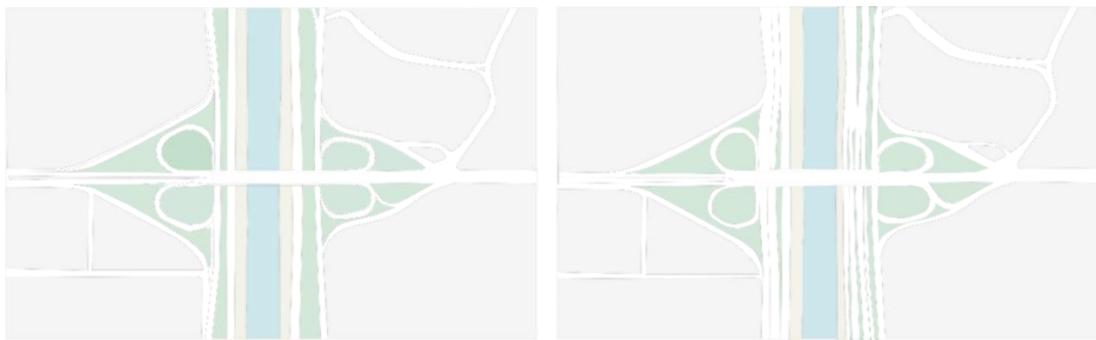


Figura 33 - Representação do aumento da Marginal Tietê em 2009. (a) Vista da marginal no ano de 2009. (b) Vista da marginal no ano de 2021.

Fonte: Adaptado de Google Earth (2021).

Entre 2018³⁶ e 2019³⁷, a ponte passou por obras por conta do surgimento de uma fenda de grande abertura no asfalto do tabuleiro. Por fim, em 2021³⁸, a Ponte do Limão sofreu novamente um acidente provocado por caminhão-baú que trafegava pela Marginal Tietê com altura acima da permitida. A ponte passou por obras de recuperação durante, aproximadamente, dois meses até a liberação do trânsito.

5.1.1. Detalhamento do projeto original

De acordo com o projeto enviado pela Secretaria Municipal de Infraestrutura e Obras (SIURB) pelo Arquivo Obras 003, as folhas do detalhamento do projeto apresentam datas de 1947 e as folhas dos cortes longitudinais datam de 1950. Acredita-se que o projeto tenha sido realizado com o texto da NB-1/1940, revisada em 1943 e se tornando NB-1/1943. A NB-1 surgiu da necessidade dos engenheiros da São Paulo Railway. Desde

³⁶Disponível em <https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/2018/11/20/fenda-em-asfalto-faz-cet-bloquear-faixa-da-ponte-do-limao-na-zona-norte-de-sp.ghtml>. Acesso em 17 de junho de 2021.

³⁷Disponível em <http://www.capital.sp.gov.br/noticia/ponte-do-limao-e-liberada-nos-dois-sentidos>. Acesso em 17 de junho de 2021.

³⁸ Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/2021/07/28/caminhao-bau-entala-e-ponte-do-limao-na-zona-norte-e-parcialmente-interditada.ghtml>. Acesso em 20 de setembro de 2021.

1927, Humberto Fonseca começou a incorporar as estruturas em concreto na empresa. Nesse contexto, os engenheiros começaram a estudar e a juntar o que tinha no Brasil de normas locais até gerar o texto final da NB-1 (informação verbal³⁹).

A ponte é composta por uma laje flexível sobre longarinas e transversinas que se apoiam em pilares por meio de apoios fixos e móveis. A laje é maciça e simples. Possui uma espessura longitudinal constante de 16 cm, o que vai de acordo com a NB-1/1943 que sugere que espessura de lajes destinadas à passagem de tráfego rodoviário não deve ser menor que 12 cm.

Em toda a sua extensão, a ponte apresenta 15 vãos que, somados, resultam no comprimento total de aproximadamente 200 metros. Dentre esses vãos, existem padrões similares totalizando 9 tipos diferentes. Os vãos são formados por estruturas tipo grelha, ou seja, formada por uma laje flexível e vigas longitudinais e transversais (longarinas e transversinas, respectivamente).

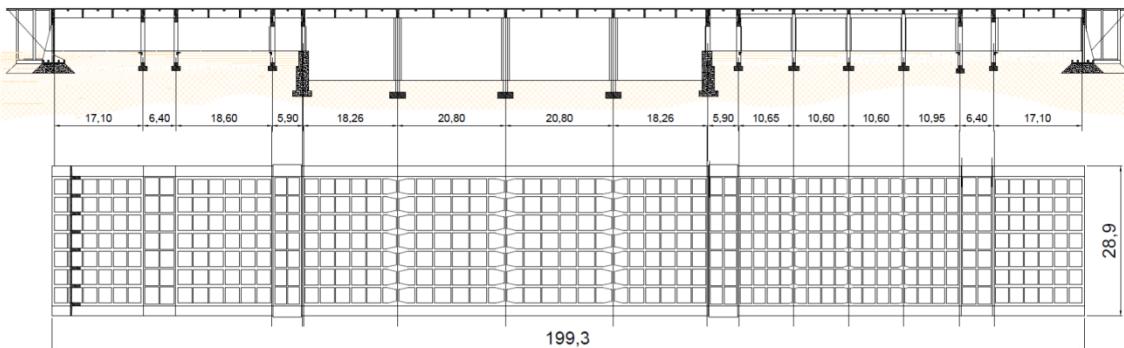


Figura 34 - Representação da vista longitudinal e superior da Ponte do Limão do projeto de 1950.

Fonte: Adaptado de Secretaria Municipal de Infraestrutura e Obras (SIURB) pelo Arquivo Obras 003 (2021).

De acordo com a Figura 34, pode-se observar os 15 vãos que totalizam 200 metros de comprimento por 28,90 metros de largura (Folha 1 do Anexo H). As vigas longarinas possuem seção transversal retangular e variam de 5,40 metros até 20,80 metros de comprimento, enquanto as vigas transversinas possuem 25 metros com seção transversal

³⁹ Fala do Prof. Fernando Rebouças Stucchi na Palestra Inspeções emergenciais e verificações de projeto de obras de arte especiais (OAE's) na cidade de São Paulo – O caso da Eusébio Matoso, uma obra de 80 anos, CBPE, em 11 de junho de 2021.

retangular. Além disso, as vigas transversinas possuem seções transversais específicas para este projeto. Os tipos são parecidos apresentando uma diferença apenas na altura da viga que varia de 50 cm até 1,80 metros. As vigas são apresentadas na Figura 35 em ordem de acordo com a nomenclatura do projeto original: V7, V8, V9 e, por último, V10.



Figura 35 - Vigas transversinas e suas dimensões.

Fonte: Autora (2021).

Na Figura 36 é possível visualizar a seção transversal típica da ponte do projeto original. O Detalhe “A” na figura, acredita-se ser um suporte para dutos que cruzam o vão junto a ponte. Não se tem mais informações a respeito desse detalhe.

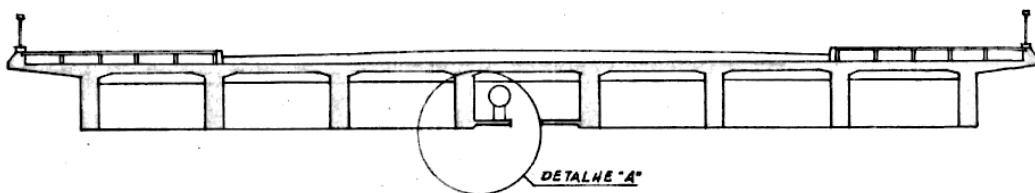


Figura 36 - Representação da seção transversal da Ponte do Limão do projeto de 1947.

Fonte: Secretaria Municipal de Infraestrutura e Obras (SIURB) pelo Arquivo Obras 003 (2021).

As seções transversais dos vãos da ponte original, e suas dimensões, são mostradas nas Figuras 37 a 43 a seguir.

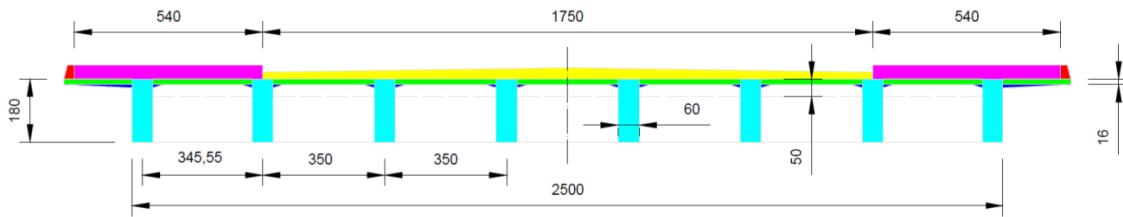


Figura 37 - Seção transversal dos vãos 1 e 15.

Fonte: Autora (2021).

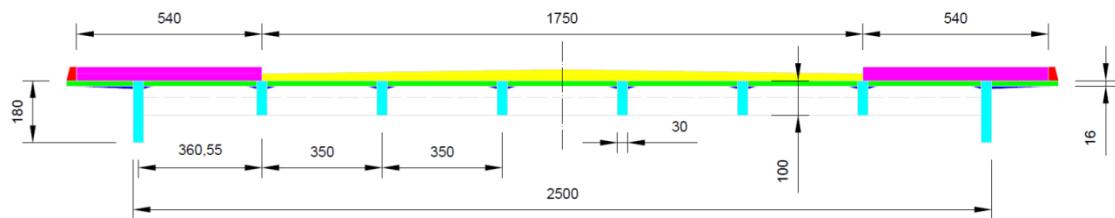


Figura 38 - Seção transversal dos vãos 2 e 14.

Fonte: Autora (2021).

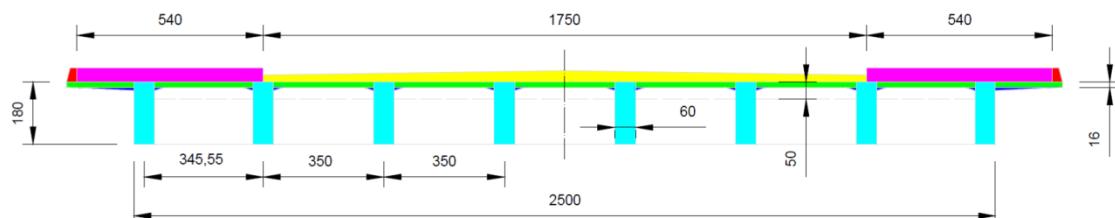


Figura 39 - Seção transversal do vão 3.

Fonte: Autora (2021).

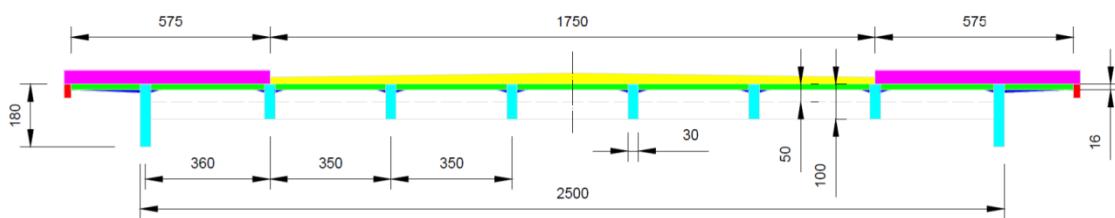


Figura 40 - Seção transversal dos vãos 4 e 9.

Fonte: Autora (2021).

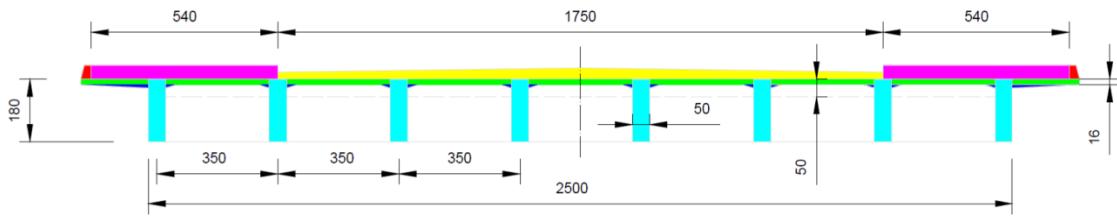


Figura 41 - Seção transversal dos vãos 5 e 8.

Fonte: Autora (2021).

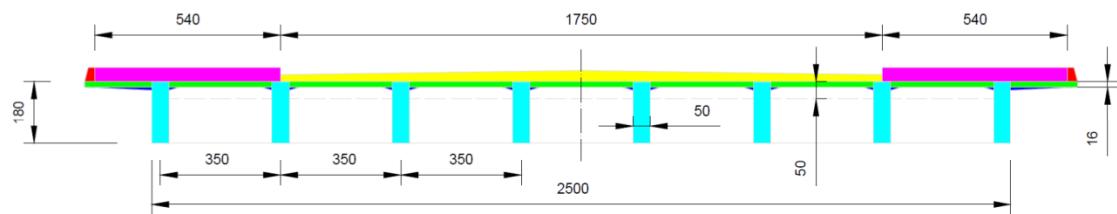


Figura 42 - Seção transversal dos vãos 6 e 7.

Fonte: Autora (2021).

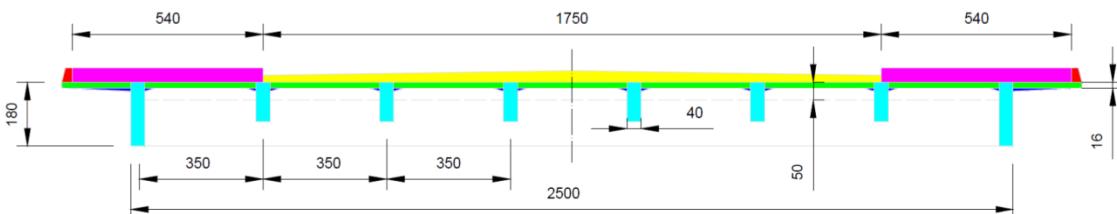


Figura 43 - Seção transversal dos vãos 10, 11, 12 e 13.

Fonte: Autora (2021).

De acordo com o desenho da perspectiva do projeto conceitual da ponte (Figura 44), é possível perceber os meios de transporte que cruzavam os vãos da ponte na época de sua idealização. Segundo a vista no sentido norte, os vãos do lado esquerdo eram destinados a passagem de veículos, enquanto os vãos do lado oposto eram destinados a passagem de trens com cerca de 8 linhas.

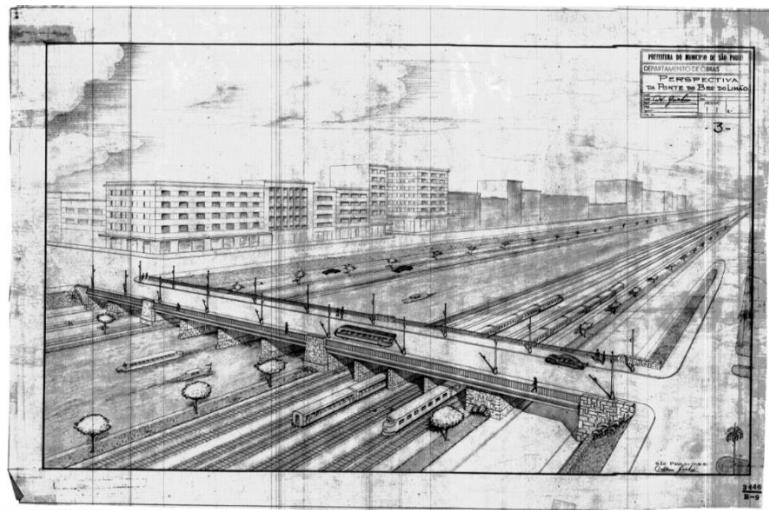


Figura 44 - Perspectiva original da ponte do Bairro do Limão de 1951.

Fonte: Secretaria Municipal de Infraestrutura e Obras (SIURB) pelo Arquivo Obras 003 (2021).

Em relação às pistas originais, a ponte possui um gabarito de 6,10 metros na maioria dos vãos. Essa informação foi obtida a partir da diferença entre o nível superior da avenida em relação ao nível do asfalto da marginal. Além disso, foi possível determinar a espessura da camada de asfalto por meio da diferença entre a altura do vão de passagem das marginais do projeto estrutural (Figura 34) em relação ao projeto com o nível do asfalto das marginais (Figura 45). Dessa forma, a diferença de cotas resulta em 33 cm de altura máxima da camada asfáltica com inclinação de 2% para escoamento de água pluvial.

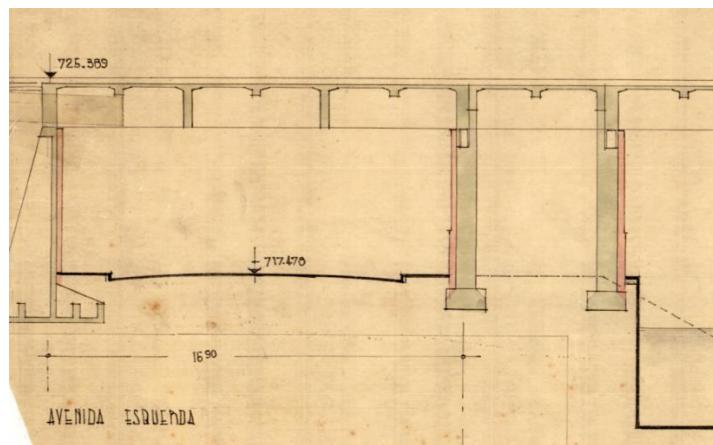


Figura 45 - Detalhe de projeto - seção longitudinal da Ponte do Limão (1942).

Fonte: Secretaria Municipal de Infraestrutura e Obras (SIURB) pelo Arquivo Obras 003 (2021).

A infraestrutura da ponte é composta pelos pilares. Segundo as folhas de detalhamento cedidas pela Secretaria Municipal de Infraestrutura e Obras (SIURB) pelo Arquivo Obras 003, a maioria dos pilares possui seção de 50 cm x 80 cm, e todos os pilares dos viadutos de acesso estão localizados na mesma cota de nível 715,625. Para a passagem dos esforços das vigas para os pilares, o projeto original possui pêndulos, como apoios móveis, e vigas de transição. Quando ultrapassam o nível do solo, as seções dos pilares sofrem um alargamento até encontrar a base alargada. Os pilares do vão da ponte são diferentes dos demais por serem pilares paredes com as extremidades arredondadas.

Os materiais constituintes dos elementos estruturais não são descritos nas folhas de detalhamento do projeto original. A única informação sobre material nos desenhos é o consumo de cimento. Em alguns elementos é possível verificar a indicação de uso de concreto com consumo de 200 kg/m³ e 300 kg/m³. Porém, em sua palestra para o XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, o professor Fernando Stucchi cita os materiais utilizados, descobertos por meio de ensaios na Ponte da Freguesia do Ó, uma ponte inaugurada em 1956. Por conta da proximidade nos anos de inauguração, pode-se assumir similaridade no método construtivo e nos materiais utilizados. Por mais que a Ponte da Freguesia do Ó seja uma ponte em arco, os seus viadutos de acesso são similares aos da Ponte do Limão. Com isso, é possível adotar os materiais desses elementos como: aço CA-50 para armaduras longitudinais e CA-37 para armaduras transversais; e concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 15 MPa para as vigas, 25 MPa para os pilares e 35 MPa para a laje.

Dessa forma, é possível verificar a falta de adequação da ponte em relação ao ambiente atual no qual ela se insere. Para classe de agressividade ambiental III, a NBR 12655:2015 indica um consumo mínimo de 320 kg/m³. Além disso, a resistência característica à compressão mínima do concreto para a mesma classe é de 30 MPa e o cobrimento mínimo varia de 35 a 40 mm. Na NB-1/1943, a “resistência não deve ser inferior a 125 kg/cm² (12,5 MPa)” e o cobrimento de concreto nunca deve ser menor que 15 mm para lajes e paredes ao ar livre e 20 mm para vigas, pilares e arcos ao ar livre.

Como apresentado anteriormente, a Ponte do Limão foi inaugurada em 1953 e, portanto, possui 68 anos de idade. Normas como a NBR 15575-1:2013 para edificações habitacionais em concreto definem 50 anos como vida útil de projeto mínima. Atualmente não existem normas brasileiras que apresentem esse mesmo parâmetro para construções como pontes e viadutos. Já no cenário internacional, algumas normas, como as europeias,

chegam a considerar valores de 75 até 120 anos para a vida útil de projeto de estruturas de concreto de obras de arte. Dessa forma, enfatiza-se a necessidade de realizar inspeções e manutenções em obras de arte desse tipo.

CAPÍTULO 6

DESENVOLVIMENTO DO PROJETO ATUAL

6.1. Projeto



Figura 46 - Modelagem em Revit da Ponte do Limão.

Fonte: Autora (2021).

O desenvolvimento do projeto da ponte, apresentada na Figura 46, será exemplificado no corpo do texto deste projeto através dos elementos da superestrutura do vão mais crítico da ponte. Os resultados dos demais elementos estão representados nos Anexos deste trabalho.

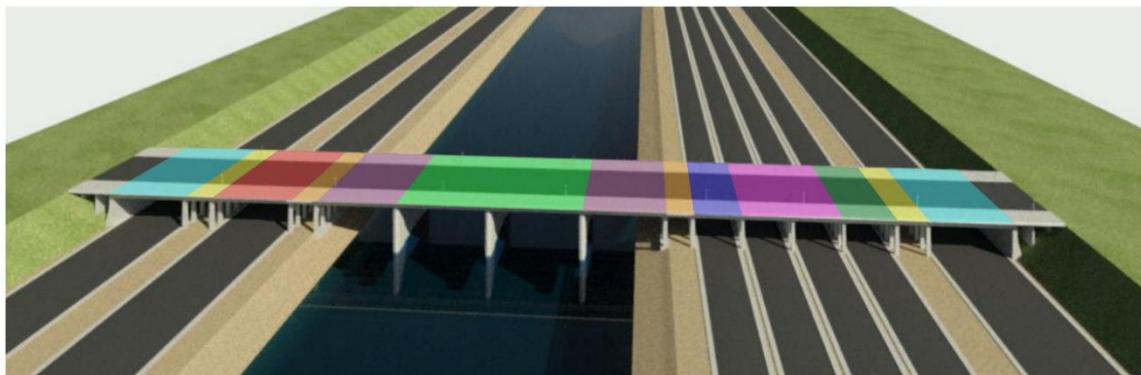
Para o desenvolvimento deste projeto, foram consideradas as seguintes hipóteses:

- A seção transversal considerada no projeto é a mesma do projeto original, salvo algumas alterações como a presença de barreiras e guarda-corpo.
- Para o método de cálculo das ações móveis nas longarinas, foi considerado o método de Engesser-Courbon por dois motivos: o método já havia sido divulgado na década de 1940 e a configuração da ponte que apresenta uma grande quantidade de vigas longarinas e transversinas.
- Para o cálculo das ações móveis nas transversinas, foi considerado o método das vigas independentes pois as transversinas não recebem esforços das lajes por estarem no mesmo nível.
- A ponte foi considerada horizontal em toda a sua extensão longitudinal.

Como citado anteriormente, para a determinação das ações verticais, foi considerado apenas o elemento mais crítico da ponte para o detalhamento de todos os cálculos das ações verticais nas longarinas e nas transversinas. Com isso, os elementos de interesse estão presentes no terceiro vão da ponte, de acordo com uma análise preliminar dos esforços em todos os vãos da Ponte do Limão. O vão 3 possui os elementos mais críticos

por apresentar o maior vão isostático com 18,86 metros. As dimensões dos elementos, como as longarinas e transversinas, são apresentados no Anexo H deste trabalho.

Na Figura 47 estão exemplificados os tipos de vãos presentes na ponte. Cada vão está representado por uma cor e, vãos com a mesma cor, representam as mesmas propriedades e configurações. O vão 3, mais crítico, é representado pela cor vermelha e sua seção transversal é apresentada na Figura 48.



**Figura 47 - Identificação dos vãos da Ponte do Limão. Contagem de 1 a 15 a partir da esquerda.
Cores repetidas representam vãos com as mesmas configurações.**

Fonte: Autora (2021).

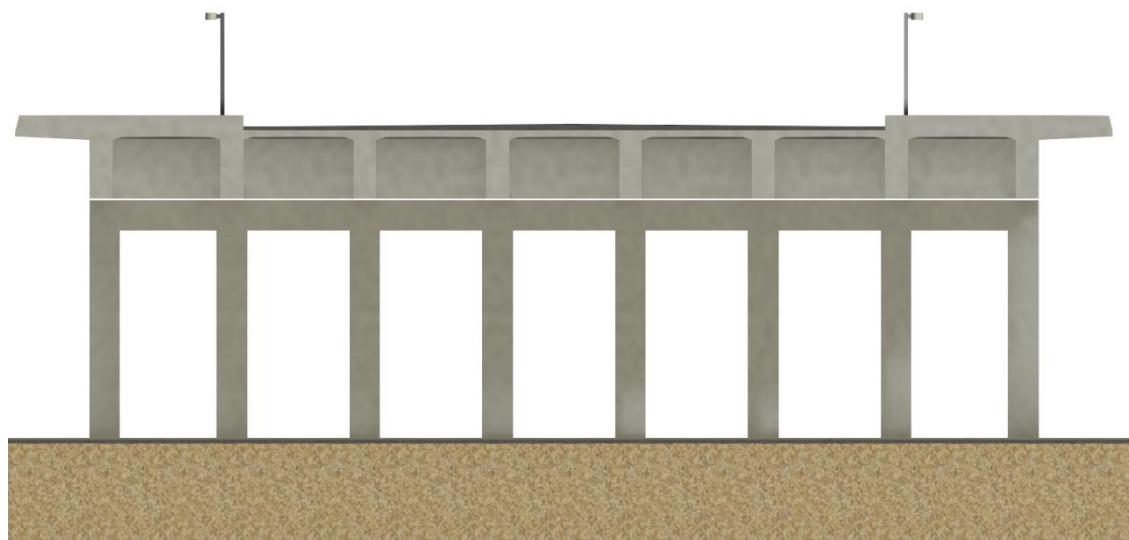


Figura 48 - Seção transversal do vão 3 da Ponte do Limão.

Fonte: Autora (2021).

6.2. Ações verticais

6.2.1. Coeficiente de Impacto

As definições e formulações dos coeficientes foram apresentados anteriormente no item 2.4.1.2. deste trabalho. Nessa seção, serão apresentadas apenas as considerações para o cálculo e os valores encontrados para este projeto de acordo com a NBR 7188:2013. Para o cálculo dos coeficientes, serão apresentados os valores para todos os vãos da ponte.

6.2.1.1. Coeficiente de Impacto Vertical (CIV)

O CIV é o coeficiente que amplifica a ação da carga estática simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores (EL DEBS; TAKEYA, 2007).

Como os valores desse coeficiente variam de acordo com o tipo da estrutura (vãos isostáticos, vãos contínuos e vãos em balanço), os coeficientes dos vãos 5 ao 8 e dos vãos 10 ao 13 foram calculados com o valor de L_{iv} obtido através da média aritmética dos valores dos vãos por serem vãos contínuos. Os demais vãos foram considerados isostáticos, de acordo com o projeto original, e calculados com o valor de L_{iv} sendo o valor do vão isostático. Os valores de CIV estão apresentados na Tabela 7 juntos com os valores de CNF apresentado a seguir.

6.2.1.2. Coeficiente do Número de Faixas (CNF)

O CNF corrige distorções estatísticas (EL DEBS; TAKEYA, 2007). De acordo com a seção transversal da ponte, apresentada na Figura 38, foi considerado um total de 6 faixas de tráfego, considerando as medidas da época do projeto. Dessa forma, o CNF resulta em 0,8. Como o número de faixas não muda, todos os vãos terão o mesmo valor de CNF. Porém, como o valor mínimo admitido para esse coeficiente é de 0,9, foi considerado o

valor de CNF de 0,9 para todos os vãos da ponte. Com isso, os valores do coeficiente do número de faixas são apresentados a seguir na Tabela 7 junto aos valores do CIV.

Tabela 7 - Valores de CIV e CNF adotados para o projeto atual da ponte.

Vão	Comprimento do vão (m)	CIV	CNF
1	17,71	1,31	0,90
2	6,10	1,35	0,90
3	18,86	1,31	0,90
4	5,60	1,35	0,90
5	19,59	1,30	0,90
6	19,59	1,30	0,90
7	19,59	1,30	0,90
8	19,59	1,30	0,90
9	5,60	1,35	0,90
10	10,77	1,35	0,90
11	10,77	1,35	0,90
12	10,77	1,35	0,90
13	10,77	1,35	0,90
14	6,10	1,35	0,90
15	17,71	1,31	0,90

Fonte: Autora (2021).

6.2.1.3. Coeficiente de Impacto Adicional (CIA)

O CIA é destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso juntas de dilatação, e nas extremidades das obras, como estruturas de transição e acessos (EL DEBS; TAKEYA, 2007). Para a determinação do CIA foram consideradas distâncias horizontais de 5 metros em cada uma das extremidades dos vãos para a determinação da faixa de aplicação do coeficiente no valor de 1,25. Para vãos superiores a 10 metros, as porções centrais dos vãos receberiam o coeficiente no valor de 1 por estarem distantes o suficiente de juntas ou quaisquer descontinuidades. Os valores de CIA e do coeficiente de impacto final são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Valores de CIA e de Coeficiente de Impacto final.

Vão	L do vão (m)	CIA	Extr. Dir.	Φ	CIA	Meio	Φ	CIA	Extr. Esq.	Φ
1	17,71	1,25	5,00	1,48	1,00	7,71	1,18	1,25	5,00	1,48
2	6,10	1,25	5,00	1,52	1,00	-	-	1,25	5,00	1,52
3	18,86	1,25	5,00	1,47	1,00	8,86	1,18	1,25	5,00	1,47
4	5,60	1,25	5,00	1,52	1,00	-	-	1,25	5,00	1,52
5	19,59	1,25	5,00	1,47	1,00	9,59	1,17	1,25	5,00	1,47
6	19,59	1,25	5,00	1,47	1,00	9,59	1,17	1,25	5,00	1,47
7	19,59	1,25	5,00	1,47	1,00	9,59	1,17	1,25	5,00	1,47
8	19,59	1,25	5,00	1,47	1,00	9,59	1,17	1,25	5,00	1,47
9	5,60	1,25	5,00	1,52	1,00	-	-	1,25	5,00	1,52
10	10,77	1,25	5,00	1,52	1,00	0,77	1,21	1,25	5,00	1,52
11	10,77	1,25	5,00	1,52	1,00	0,77	1,21	1,25	5,00	1,52
12	10,77	1,25	5,00	1,52	1,00	0,77	1,21	1,25	5,00	1,52
13	10,77	1,25	5,00	1,52	1,00	0,77	1,21	1,25	5,00	1,52
14	6,10	1,25	5,00	1,52	1,00	-	-	1,25	5,00	1,52
15	17,71	1,25	5,00	1,48	1,00	7,71	1,18	1,25	5,00	1,48

Fonte: Autora (2021).

6.2.2. Ações Permanentes

6.2.2.1.Ações Permanentes nas Longarinas

A seção transversal do vão 3 apresenta 8 longarinas, de 18,86 metros de comprimento, espaçadas em 3,45 metros nas extremidades e 3,50 metros internamente. Com isso, é possível considerar uma distribuição uniforme das ações permanentes em cada uma das longarinas.

As ações permanentes nas longarinas são resultado da soma dos pesos próprios dos elementos da seção transversal da ponte. Dessa forma, para determinar as ações permanentes, serão calculados os pesos próprios dos elementos de concreto, da capa asfáltica, do recapeamento e de elementos extras como barreiras e guarda-corpo, mostrados na Figura 49 a seguir. Para o cálculo dos elementos de concreto, foi determinada a área de cada um deles na seção transversal e depois multiplicou-se esse valor pelo peso específico do concreto, igual a 25 kN/m^3 .

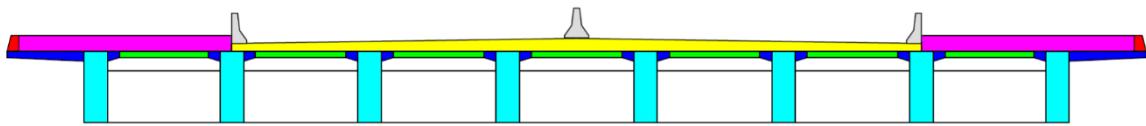


Figura 49 - Seção transversal do vão 3 com representação dos elementos.

Fonte: Autora (2021).

Para os demais elementos, cada um teve a sua área calculada para depois multiplicá-la pelo peso específico do material em questão como: asfalto (24 kN/m^3), recapeamento (2 kN/m^3), e guarda-corpo (2 kN/m^3). Com isso, os valores das ações permanentes são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Determinação das ações permanentes no vão 3.

Elemento	Área (m^2)	Ação (kN/m)
Longarinas	8,64	216
Chanfros	0,36	9,11
Dentes	0,20	5,00
Lajes	3,86	96,40
Asfalto	4,59	110,25
Recapeamento	25,00	50,00
Calçada	4,32	108
Guarda Corpo	1,00	2,00
Barreiras	0,60	14,92

Fonte: Autora (2021).

Dessa forma, a carga total é dada por $611,68 \text{ kN/m}$ e, dividindo esse valor pelas 8 longarinas da seção transversal do vão 3, é encontrado o valor de $76,46 \text{ kN/m}$ para cada longarina.

Devido à configuração de projeto, as transversinas aplicam uma carga concentrada sobre as longarinas. Essa carga é dada pelo volume da transversina multiplicado pelo peso próprio do concreto armado (25 kN/m^3) e dividido pelo número de longarinas que suportam essas cargas (8 longarinas). Nesse caso, as ações também serão uniformemente

distribuídas por todas as longarinas, uma vez que estas possuem a mesma seção transversal. Porém, ao longo do comprimento da longarina, as transversinas sofrem alteração de seção transversal e, com isso, os valores das ações concentradas também sofrem alteração. As cargas concentradas são apresentadas na Tabela 10, enquanto as cargas permanentes e concentradas dos demais vãos estão apresentadas no Anexo A.

Tabela 10 - Valores das ações concentradas devido às transversinas do tipo V7, V8 e V9 nas longarinas.

Longarina	Concentrada das transversinas (kN)							qLong	% carga
8	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
7	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
6	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
5	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
4	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
3	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
2	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
1	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
	V7	V8	V9	V8	V9	V8	V7	(kN/m)	%

Fonte: Autora (2021).

6.2.2.2.Ações Permanentes nas Transversinas

Para o cálculo das ações permanentes nas transversinas, é considerada uma área de influência do elemento em questão. A área de influência é dada por ângulos de 45° em relação as longarinas de maneira que formam um quadrado com a sua diagonal sobre o eixo longitudinal da transversina, como apresentado na Figura 50. Optou-se por determinar os valores das ações permanentes na transversina central (do tipo V8). Como apenas as longarinas externas possuem distanciamento diferente, foram determinados dois tamanhos de área de influência, uma com 5,95 m², válida para as extremidades, e outra com 6,13 m², válida para todos os trechos internos.

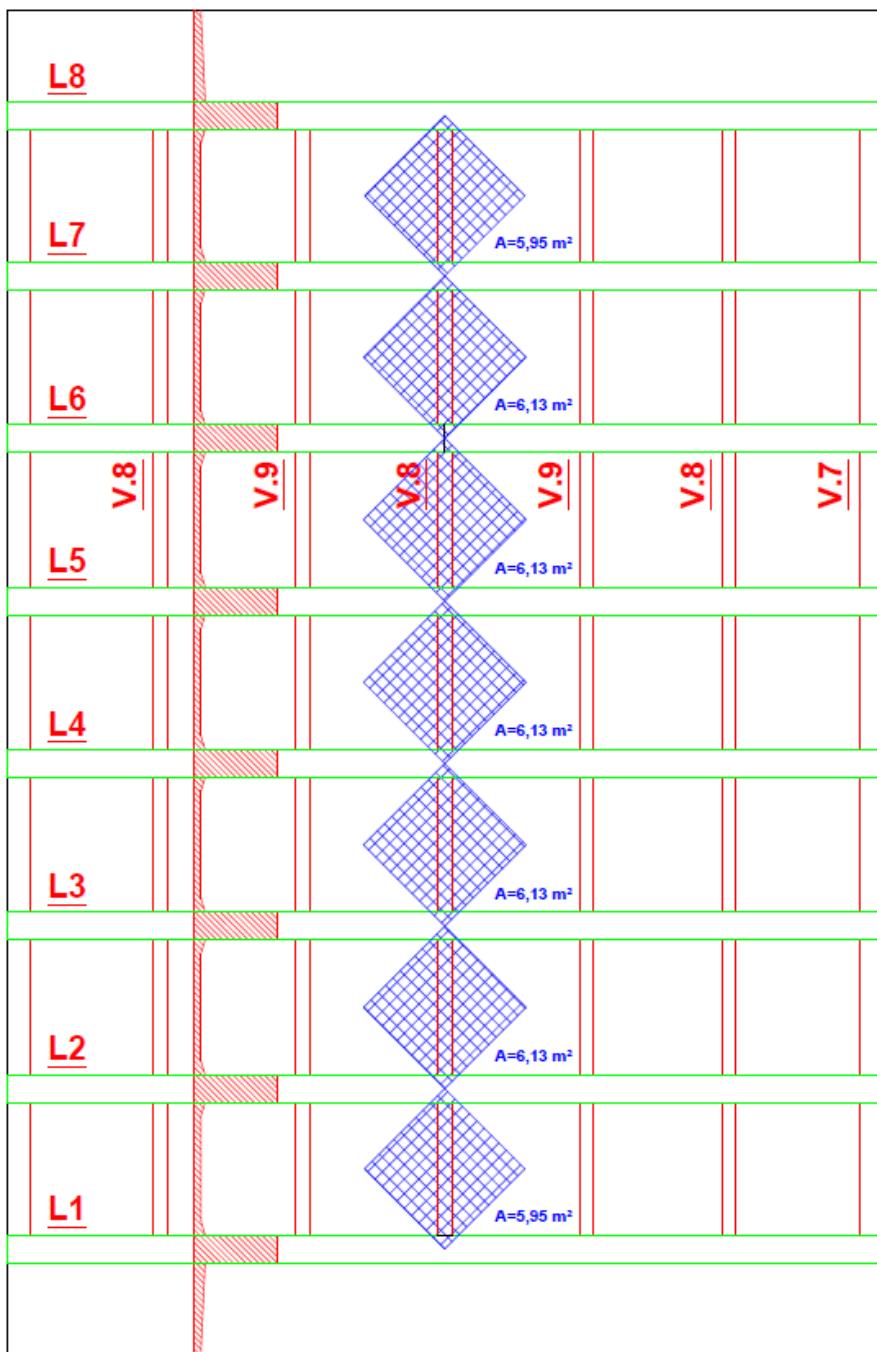


Figura 50 - Representação das áreas de influência da transversina V8 central do vão 3.

Fonte: Autora (2021).

A área de influência da transversina considera o peso próprio da laje, asfalto, recapeamento e do concreto da transversina daquela porção. Com isso, os resultados das ações são apresentados na Tabela 11. Os valores das ações nas demais transversinas do vão 3 estão apresentados no Anexo A.

Tabela 11 - Valores de ação permanente nos trechos da transversina V8 central do vão 3.

VÃO 3	V8_1	V8_2	V8_3	V8_4	V8_5	V8_6	V8_7
Área (m²)	5,95	6,13	6,13	6,13	6,13	6,13	5,95
Laje (kN)	23,80	24,52	24,52	24,52	24,52	24,52	23,80
Asfalto (kN)	0,00	33,10	40,46	45,98	40,46	33,10	0,00
Recapeamento (kN)	11,90	12,26	12,26	12,26	12,26	12,26	11,90
Peso Próprio (kN)	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25
Calçada (kN)	59,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	59,50
Total (kN)	106,45	81,13	88,49	94,01	88,49	81,13	106,4
Distância entre eixos (m)	3,45	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,45
Total (kN/m)	30,86	23,18	25,28	26,86	25,28	23,18	30,86

Fonte: Autora (2021).

6.2.3. Ações Móveis

A Ponte do Limão apresenta uma taxa de transversinas e longarinas elevadas em cada um de seus vãos. Por isso, foi utilizado o método de Engesser-Courbon para o cálculo dos esforços solicitantes em detrimento do método de Linha de Influência, no caso das longarinas. Para as transversinas, considerou-se o processo das Vigas Independentes, que resultou em valores a favor da segurança.

6.2.3.1. Ações Móveis nas Longarinas

O método de Engesser-Courbon considera as seguintes hipóteses de cálculo: o tabuleiro monolítico é transformado em uma malha de vigas longitudinais e transversais; é desprezado o efeito de torção nas vigas; e a transversina é suposta como tendo rigidez infinita (EL DEBS; TAKEYA, 2007). Assim, a determinação dos quinhões de carga é feita a partir da compatibilização das flechas das vigas, de forma que é utilizada a Equação 6.1 para o cálculo.

$$\mathbf{q}_i = \mathbf{Q} \times \left(\frac{\mathbf{I}_i}{\sum \mathbf{I}_i} + \mathbf{e} \times \frac{\mathbf{I}_i \mathbf{x}_i}{\sum \mathbf{I}_i \mathbf{x}_i^2} \right) \quad (6.1)$$

Sendo x_i a distância até a longarina i e e a excentricidade em que se deseja avaliar q_i . Como a seção transversal é simétrica em relação ao eixo vertical e as longarinas possuem todas a mesma seção transversal e, consequentemente, a mesma inércia, é possível afirmar que o centro elástico estará no centro da seção transversal.

Adotando o valor de $Q = 1$, determinou-se a equação da linha de influência de cada uma das longarinas da seção transversal do vão 3. Para a elaboração do cálculo a favor da segurança, ou seja, visando a situação mais crítica, posicionou-se o trem-tipo na extremidade esquerda, para as longarinas de 1 a 4, e na extremidade direita, para as longarinas de 5 a 8. Os valores obtidos para o vão 3 estão apresentados na Tabela 12, e os valores dos demais vãos constam do Anexo B.

Tabela 12 - Cálculo do trem-tipo TB-450 por Engesser-Courbon.

	Long 1	Long 2	Long 3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
q_2	-0,024	-0,017	-0,010	-0,003	0,003	0,010	0,017	0,024
Início LI	0,469	0,372	0,273	0,174	0,076	-0,023	-0,122	-0,219
Fim LI	-0,219	-0,122	-0,023	0,076	0,174	0,273	0,372	0,469
Q1	43,28	36,36	29,30	19,55	19,55	29,30	36,36	43,28
q2 Φ	6,33	6,46	7,22	5,38	5,38	7,22	6,46	6,33
q2 passeio	6,44	5,20	4,11	4,05	4,05	4,11	5,20	6,44
q1 Φ	10,66	10,06	10,08	7,59	7,59	10,08	10,06	10,66
q1 passeio	6,44	5,20	7,22	4,05	4,05	7,22	5,20	6,44
$\sum I_{x^2}$	149,32	Inercia	0,29					

Fonte: Autora (2021).

6.2.3.2.Ações Móveis nas Transversinas

Para o cálculo das ações móveis nas transversinas, considerou-se o processo das Vigas Independentes. Nesse processo, considera-se uma força de valor unitário na posição da transversina de estudo e nulo nas transversinas adjacentes, além de uma linha de

influência linear. O processo foi desenvolvido em todas as transversinas da ponte e, após a determinação dos valores das linhas de influência, relacionou-se esses valores com as cargas do veículo-tipo TB-450, de acordo com as Equações 6.2 a 6.4.

$$Q_1 = \sum_{i=1}^n Q_i \times y(x_i) \quad (6.2)$$

$$q_1 = \sum_{i=1}^n q_{1i} \times \int_{x0i}^{x1i} y(x) dx \quad (6.3)$$

$$q_2 = \sum_{i=1}^n q_{2i} \times \int_{x0i}^{x1i} y(x) dx \quad (6.4)$$

Sendo q_{1i} e q_{2i} os carregamentos distribuídos e Q_1 a carga concentrada do veículo-tipo TB-450; $y(x)$ é a função definida pela linha de influência; e $x0_i$ e $x1_i$ são os pontos de início e término da aplicação da carga distribuída, respectivamente. Com isso, os valores determinados para o trem-tipo das transversinas do vão 3 são apresentados na Tabela 13, e os valores dos demais vãos constam do Anexo B.

Tabela 13 - Cálculo do trem-tipo TB-450 pelo processo das vigas independentes.

	Trans 1	Trans 2	Trans 3	Trans 4	Trans 5	Trans 6	Trans 7
Q1	113,24	151,47	151,47	151,47	151,47	151,47	113,24
q2 Φ	0,0029	0,0059	0,0059	0,0059	0,0059	0,0059	0,0029
q1 Φ	7,65	15,30	15,30	15,30	15,30	15,30	7,65

Fonte: Autora (2021).

6.3. Esforços solicitantes

Como mencionado anteriormente, a determinação dos esforços nas longarinas e transversinas foi feita utilizando o programa FTOOL. Para que o programa apresentasse resultados mais precisos, introduziu-se alguns parâmetros específicos de cada elemento como o material constituinte e as propriedades da seção. Dessa forma, foi considerada a classe de resistência C35 para todos os elementos, de acordo com a classe de resistência

mínima estabelecida para a classe de agressividade ambiental III, com justificativa apresentada no Capítulo 4 deste trabalho; e seções retangulares de todos os elementos, como apresentado no Capítulo 5.

Para a determinação dos esforços devido às cargas variáveis, utilizou-se do conceito de superposição de efeitos na estrutura, devido a diferença na consideração dos coeficientes de impacto ao longo dos elementos. Com isso, calculou-se os efeitos sem a majoração do coeficiente de impacto e depois atribuiu-se aos esforços por meio de planilhas eletrônicas. Os valores dos demais elementos do vão 3 estão apresentados no final deste trabalho no Anexo C.

6.3.1. Esforços solicitantes nas longarinas do vão 3

Em relação ao seu eixo longitudinal, todos os vãos da ponte apresentam simetria. Dessa forma, as longarinas são simétricas (Figura 51) e podem ser consideradas da seguinte forma: as longarinas externas (1=8) foram representadas pelo mesmo esquema estático, enquanto as longarinas internas (2 a 7) foram representadas por outro. No caso do vão 3, como todas as longarinas possuem a mesma seção transversal, utilizou-se o mesmo esquema estático para todas as vigas, como apresentado na Figura 52.

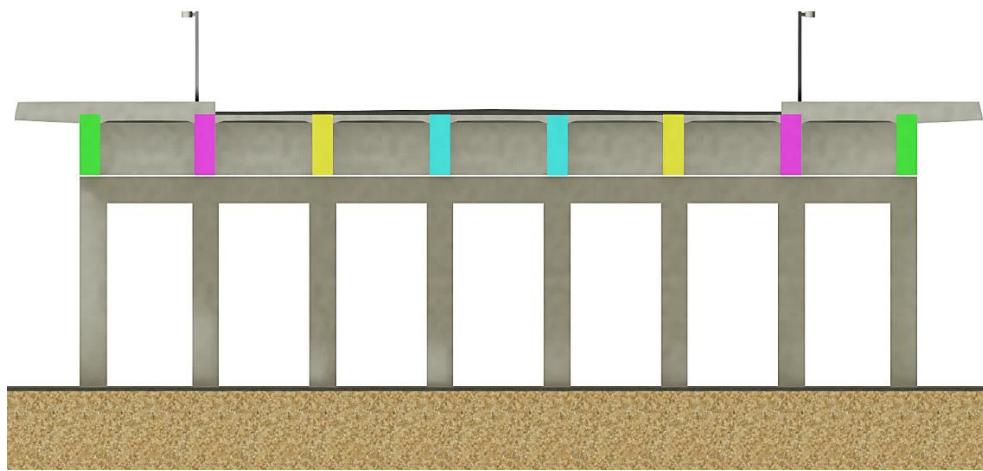


Figura 51 - Representação da simetria das longarinas em relação ao eixo longitudinal⁴⁰.

Fonte: Autora (2021).

⁴⁰A identificação das longarinas foi feita da seguinte maneira: longarinas 1 e 8 (em verde), 2 e 7 (em magenta), 3 e 6 (em amarelo) e 4 e 5 (em ciano).

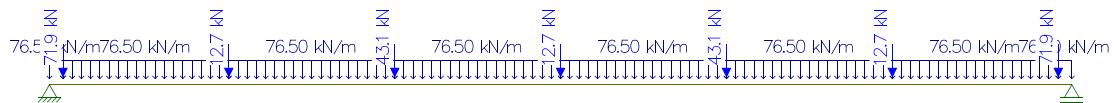


Figura 52 - Esquema estático das cargas permanentes nas longarinas do vão 3.

Fonte: FTOOL (2021).

6.3.1.1.Esforços de momento fletor

Considerando inicialmente apenas o carregamento permanente nas longarinas do vão 3, obteve-se o seguinte diagrama de momentos para os dois esquemas estáticos (Figura 53).

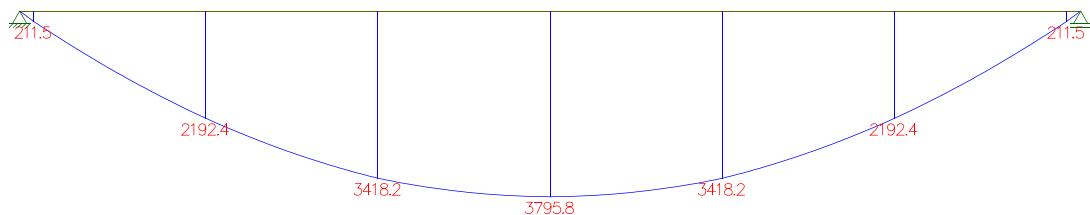


Figura 53 - Diagrama de momentos fletores para carga permanente nas longarinas do vão 3.

Fonte: FTOOL (2021).

Para a determinação dos esforços devido às ações móveis, é considerada a posição mais crítica do trem-tipo (calculados anteriormente e mostrados na Tabela 12) por meio da avaliação da linha de influência (LI) em cada uma das seções da longarina estudada. Para o caso dos elementos bi apoiados, a posição mais crítica é quando o trem-tipo se encontra no meio do vão (Figura 54).

A partir da determinação da posição mais crítica do trem-tipo, o FTOOL apresenta a envoltória de momentos (Figura 55). É possível verificar que os valores mínimos da envoltória são representados pela situação na qual não é considerada a aplicação das cargas móveis, sendo assim, os valores de momentos fletores mínimos são dados pelos valores de momentos fletores devido às ações permanentes. Isso ocorre pela longarina ser isostática e bi apoiada.

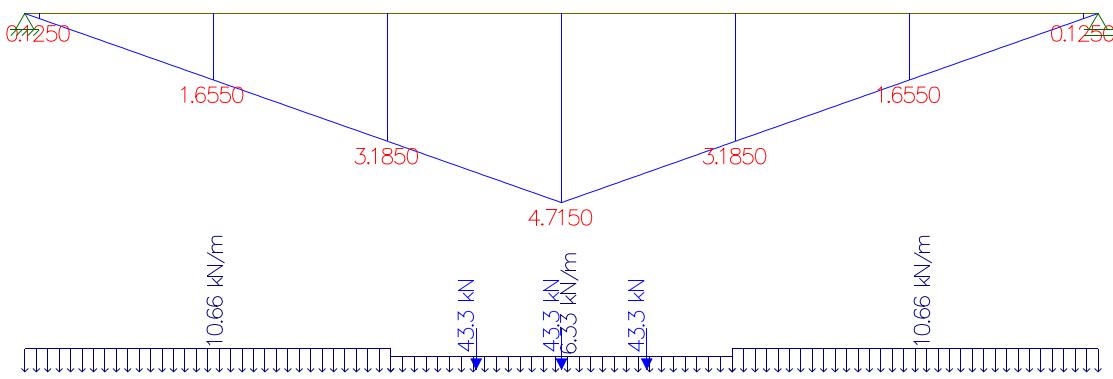


Figura 54 - Representação da linha de influência da longarina 1.

Fonte: FTOOL (2021).

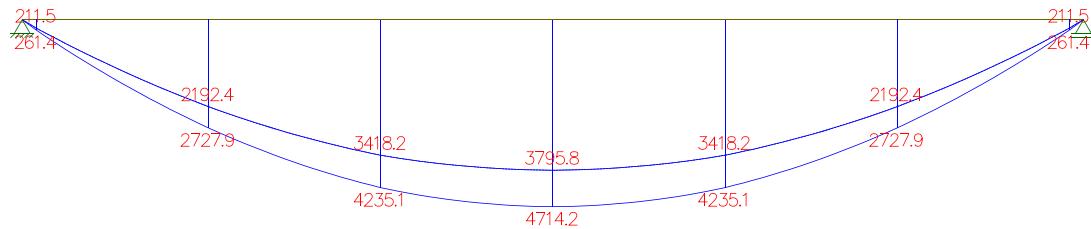


Figura 55 - Envoltória de momentos fletores da longarina 1.

Fonte: FTOOL (2021).

O mesmo procedimento realizado para a verificação da envoltória devido às cargas móveis é realizado para as ações do passeio (Figura 56). Novamente o momento mínimo é compatível com o momento devido às ações permanentes.

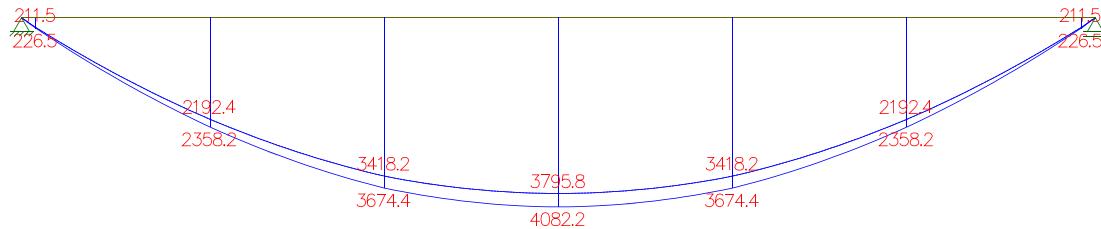


Figura 56 - Envoltória de momentos fletores da longarina 1.

Fonte: FTOOL (2021).

Com todos os valores de momentos fletores determinados, elaborou-se uma planilha com o valor dos esforços (devido às ações permanentes, móveis e de passeio) combinando-os e atribuindo os valores dos coeficientes de impacto de cada seção da longarina. A soma dos momentos fletores com os momentos máximos e mínimos devido à carga móvel e de passeio, resulta na envoltória final dos momentos fletores, em cada uma das longarinas, no vão 3. Os resultados são apresentados nas Tabelas 14 a 17.

Tabela 14 - Valores de momentos fletores das longarinas 1 e 8.

Seções (m)	M _{móvel +} M _{perm} (kN.m)	M _{perm} (kN.m)	M _{móvel} (kN.m)	M _{passeio+M_{perm}} (kN.m)	M _{passeio} (kN.m)	Φ	ΦM _{móvel} (kN.m)	M _{máx} (kN.m)	M _{mín} (kN.m)
0	0	0	0	0	0	1,47	0	0	0
0,248	261,4	211,5	49,9	226,5	15	1,47	73,353	299,853	211,5
3,308	2727,9	2192,4	535,5	2358,2	165,8	1,47	787,185	3145,39	2192,4
6,368	4235,1	3418,2	816,9	3674,4	256,2	1,18	963,942	4638,34	3418,2
9,428	4714,2	3795,8	918,4	4082,2	286,4	1,18	1083,712	5165,91	3795,8
12,488	4235,1	3418,2	816,9	3674,4	256,2	1,18	963,942	4638,34	3418,2
15,548	2727,9	2192,4	535,5	2358,2	165,8	1,47	787,185	3145,39	2192,4
18,608	261,4	211,5	49,9	226,5	15	1,47	73,353	299,853	211,5
18,86	0	0	0	0	0	1,47	0	0	0

Fonte: Autora (2021).

Tabela 15 - Valores de momentos fletores das longarinas 2 e 7.

Seções (m)	M _{móvel +} M _{perm} (kN.m)	M _{perm} (kN.m)	M _{móvel} (kN.m)	M _{passeio+M_{perm}} (kN.m)	M _{passeio} (kN.m)	Φ	ΦM _{móvel} (kN.m)	M _{máx} (kN.m)	M _{mín} (kN.m)
0	0	0	0	0	0	1,47	0	0	0
0,248	256	211,5	44,5	223,6	12,1	1,47	65,415	289,015	211,5
3,308	2671,3	2192,4	478,9	2326,3	133,9	1,47	703,983	3030,28	2192,4
6,368	4149,4	3481,2	668,2	3625,1	143,9	1,18	788,476	4413,58	3481,2
9,428	4617,6	3795,8	821,8	4027	231,2	1,18	969,724	4996,72	3795,8
12,488	4149,4	3418,2	731,2	3625,1	206,9	1,18	862,816	4487,92	3418,2
15,548	2671,3	2192,4	478,9	2326,3	133,9	1,47	703,983	3030,28	2192,4
18,608	256	211,5	44,5	223,6	12,1	1,47	65,415	289,015	211,5
18,86	0	0	0	0	0	1,47	0	0	0

Fonte: Autora (2021).

Tabela 16 - Valores de momentos fletores das longarinas 3 e 6.

Seções (m)	M _{móvel +} M _{perm} (kN.m)	M _{perm} (kN.m)	M _{móvel} (kN.m)	M _{passeio+M_{perm}} (kN.m)	M _{passeio} (kN.m)	Φ	ΦM _{móvel} (kN.m)	M _{máx} (kN.m)	M _{mín} (kN.m)
0	0	0	0	0	0	1,47	0	0	0
0,248	252	211,5	40,5	221	9,5	1,47	59,535	280,535	211,5
3,308	2629,5	2192,4	437,1	2298,2	105,8	1,47	642,537	2940,74	2192,4
6,368	4086,6	3481,2	605,4	3581,7	100,5	1,18	714,372	4296,07	3481,2
9,428	4546,5	3795,8	750,7	3978,6	182,8	1,18	885,826	4864,43	3795,8
12,488	4086,6	3418,2	668,4	3581,7	163,5	1,18	788,712	4370,41	3418,2
15,548	2629,5	2192,4	437,1	2298,2	105,8	1,47	642,537	2940,74	2192,4
18,608	252	211,5	40,5	221	9,5	1,47	59,535	280,535	211,5
18,86	0	0	0	0	0	1,47	0	0	0

Fonte: Autora (2021).

Tabela 17 - Valores de momentos fletores das longarinas 4 e 5.

Seções (m)	M _{móvel +} M _{perm} (kN.m)	M _{perm} (kN.m)	M _{móvel} (kN.m)	M _{passeio+M_{perm}} (kN.m)	M _{passeio} (kN.m)	Φ	ΦM _{móvel} (kN.m)	M _{máx} (kN.m)	M _{mín} (kN.m)
0	0	0	0	0	0	1,47	0	0	0
0,248	240,2	211,5	28,7	220,9	9,4	1,47	42,189	263,089	211,5
3,308	2501,8	2192,4	309,4	2296,7	104,3	1,47	454,818	2751,52	2192,4
6,368	3891,7	3481,2	410,5	3579,3	98,1	1,18	484,39	4063,69	3481,2
9,428	4327,3	3795,8	531,5	3975,9	180,1	1,18	627,17	4603,07	3795,8
12,488	3891,7	3418,2	473,5	3579,3	161,1	1,18	558,73	4138,03	3418,2
15,548	2501,8	2192,4	309,4	2296,7	104,3	1,47	454,818	2751,52	2192,4
18,608	240,2	211,5	28,7	220,9	9,4	1,47	42,189	263,089	211,5
18,86	0	0	0	0	0	1,47	0	0	0

Fonte: Autora (2021).

Para uma abordagem completa da estrutura da ponte, foram realizados os cálculos dos esforços para as demais longarinas, junto com a combinação e majoração pelo coeficiente de impacto. O resultado é apresentado nos gráficos das Figuras 57 e 58.

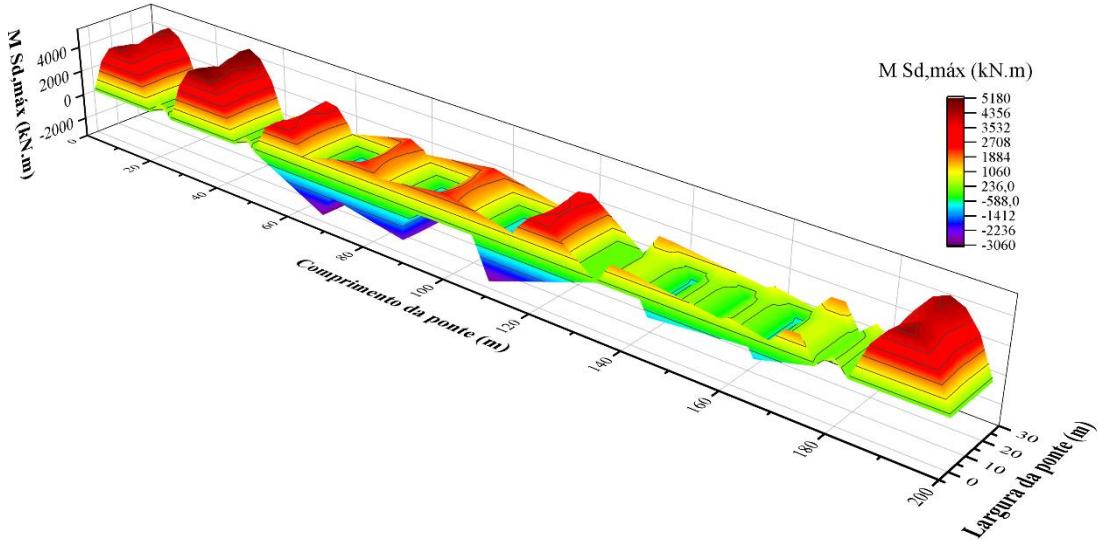


Figura 57 - Representação dos valores dos momentos fletores máximos nas longarinas da ponte.

Fonte: Origin (2021).

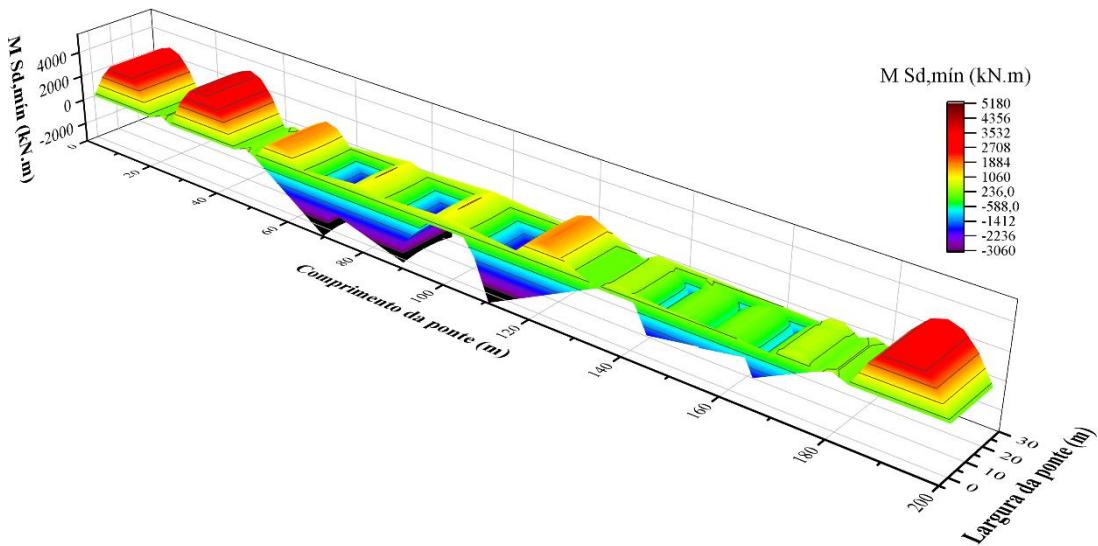


Figura 58 - Representação dos valores dos momentos fletores mínimos nas longarinas da ponte.

Fonte: Origin (2021).

6.3.1.2.Esforços de força cortante

Considerando apenas as ações permanentes, tem-se o seguinte diagrama de esforço de força cortante apresentado na Figura 59.

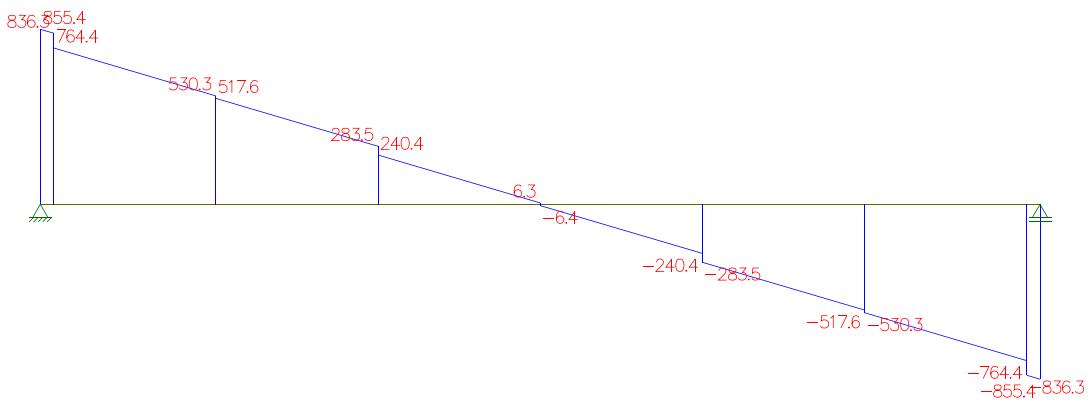


Figura 59 - Diagrama de cortantes para carga permanente nas longarinas do vão 3.

Fonte: FTOOL (2021).

Para a determinação dos esforços de força cortante devido às ações variáveis, é verificada a posição crítica do trem-tipo por meio da linha de influência das longarinas. Para o caso das longarinas do vão, como são elementos isostáticos e bi apoiados, a posição mais crítica é dada pelo posicionamento do trem-tipo nos extremos do elemento. Com isso, foram determinadas as envoltórias das cargas móveis e das cargas devido ao passeio como mostrado nas Figuras 60 e 61.

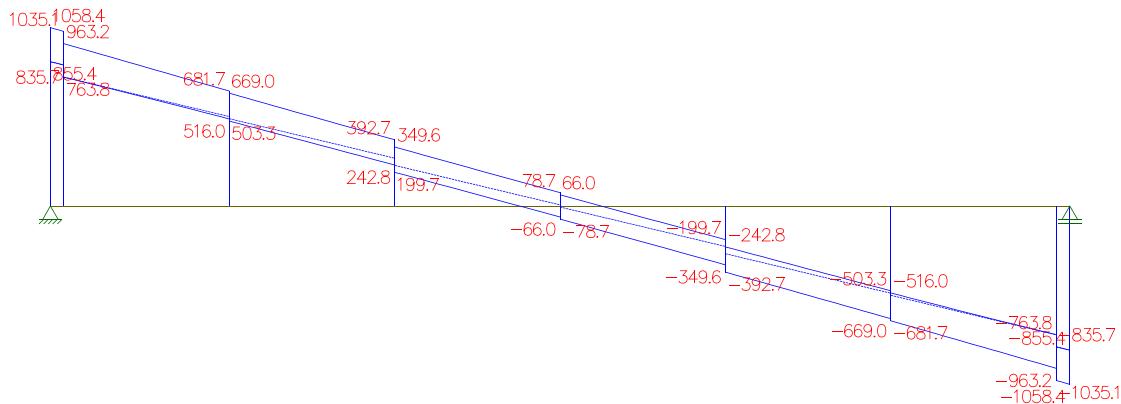


Figura 60 - Envoltória da corante devido às cargas móveis da longarina 1.

Fonte: FTOOL (2021).

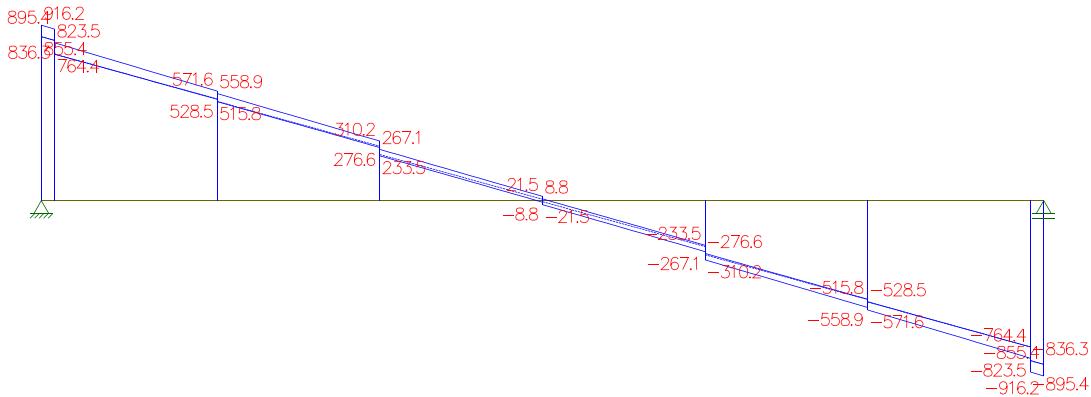


Figura 61 - Envoltória da corante devido às cargas de passeio da longarina 1.

Fonte: FTOOL (2021).

Com os valores das envoltórias, foi feita a combinação dos esforços junto a majoração dos esforços devido às ações móveis a fim de se obter a envoltória completa do esforço de força cortante, conforme apresentado nas Tabelas 18a 22.

Tabela 18 - Valores de esforço de força cortante nas longarinas 1 e 8.

Seções (m)	V _{perm(kn)}	V _{móvel, máx (kN)}	V _{móvel, mín (kN)}	V _{passeio, máx (kn)}	V _{passeio, mín (kn)}	Φ	ΦV _{móvel máx (kn)}	ΦV _{móvel mín (kn)}
0	855,4	203	0	60,8	0	1,47	298,41	0
0,248	836,3	198,8	-0,6	59,1	0	1,47	292,24	-0,88
0,248	764,4	198,8	-0,6	59,1	0	1,47	292,24	-0,88
3,308	530,3	151,4	-14,3	41,3	-1,8	1,47	222,56	-21,02
3,308	517,6	151,4	-14,3	41,3	-1,8	1,47	222,56	-21,02
6,368	283,5	109,2	-40,7	26,7	-6,9	1,18	128,86	-48,03
6,368	240,4	109,2	-40,7	26,7	-6,9	1,18	128,86	-48,03
9,428	6,3	72,4	-72,3	15,2	-15,1	1,18	85,43	-85,31
9,428	-6,4	72,4	-72,3	15,2	-15,1	1,18	85,43	-85,31
12,488	-240,4	40,7	-109,2	6,9	-26,7	1,18	48,03	-128,86
12,488	-283,5	40,7	-109,2	6,9	-26,7	1,18	48,03	-128,86
15,548	-517,6	14,3	-151,4	1,8	-41,3	1,47	21,02	-222,56
15,548	-530,3	14,3	-151,4	1,8	-41,3	1,47	21,02	-222,56
18,608	-764,4	0,6	-198,8	0	-59,1	1,47	0,88	-292,24
18,608	-836,3	0,6	-198,8	0	-59,1	1,47	0,88	-292,24
18,86	-855,4	0	-203	0	-60,8	1,47	0	-298,41

Fonte: Autora (2021).

Tabela 19 - Valores de esforço de força cortante nas longarinas 2 e 7.

Seções (m)	V _{perm(kn)}	V _{móvel, máx (kN)}	V _{móvel, mín (kN)}	V _{passeio, máx (kn)}	V _{passeio, mín (kn)}	Φ	ΦV _{móvel máx (kn)}	ΦV _{móvel mín (kn)}
0	855,40	181,10	0,00	49,10	0	1,47	266,22	0,00
0,248	836,30	177,40	-0,50	47,80	0	1,47	260,78	-0,74
0,248	764,40	177,40	-0,50	47,80	0	1,47	260,78	-0,74
3,308	530,30	134,40	-12,30	33,40	-1,50	1,47	197,57	-18,08
3,308	517,60	134,40	-12,30	33,40	-1,50	1,47	197,57	-18,08
6,368	283,50	96,50	-35,40	21,50	-5,60	1,18	113,87	-41,77
6,368	240,40	96,50	-35,40	21,50	-5,60	1,18	113,87	-41,77
9,428	6,30	63,50	-63,40	12,30	-12,20	1,18	74,93	-74,81
9,428	-6,40	63,50	-63,40	12,30	-12,20	1,18	74,93	-74,81
12,488	-240,40	35,40	-96,50	5,60	-21,50	1,18	41,77	-113,87
12,488	-283,50	35,40	-96,50	5,60	-21,50	1,18	41,77	-113,87
15,548	-517,60	12,30	-134,40	1,50	-33,40	1,47	18,08	-197,57
15,548	-530,30	12,30	-134,40	1,50	-33,40	1,47	18,08	-197,57
18,608	-764,40	0,50	-150,40	0	-47,80	1,47	0,74	-221,09
18,608	-836,30	0,50	-177,40	0	-47,80	1,47	0,74	-260,78
18,86	-855,40	0,00	-181,10	0	-49,10	1,47	0,00	-266,22

Fonte: Autora (2021).

Tabela 20 - Valores de esforço de força cortante nas longarinas 3 e 6.

Seções (m)	V _{perm(kn)}	V _{móvel, máx (kN)}	V _{móvel, mín (kN)}	V _{passeio, máx (kn)}	V _{passeio, mín (kn)}	Φ	ΦV _{móvel máx (kn)}	ΦV _{móvel mín (kn)}
0	855,40	164,70	0,00	38,80	0	1,47	242,11	0,00
0,248	836,30	161,20	-0,40	37,80	0	1,47	236,96	-0,59
0,248	764,40	161,20	-0,40	37,80	0	1,47	236,96	-0,59
3,308	530,30	121,10	-10,50	26,40	-1,20	1,47	178,02	-15,44
3,308	517,60	121,10	-10,50	26,40	-1,20	1,47	178,02	-15,44
6,368	283,50	86,00	-30,70	17,00	-4,40	1,18	101,48	-36,23
6,368	240,40	86,00	-30,70	17,00	-4,40	1,18	101,48	-36,23
9,428	6,30	55,90	-55,80	9,70	-9,60	1,18	65,96	-65,84
9,428	-6,40	55,90	-55,80	9,70	-9,60	1,18	65,96	-65,84
12,488	-240,40	30,70	-86,00	4,40	-17,00	1,18	36,23	-101,48
12,488	-283,50	30,70	-86,00	4,40	-17,00	1,18	36,23	-101,48
15,548	-517,60	10,50	-121,10	1,20	-26,40	1,47	15,44	-178,02
15,548	-530,30	10,50	-85,10	1,20	-26,40	1,47	15,44	-125,10
18,608	-764,40	0,40	-161,20	0	-37,80	1,47	0,59	-236,96
18,608	-836,30	0,40	-161,20	0	-37,80	1,47	0,59	-236,96
18,86	-855,40	0,00	-164,70	0	-38,80	1,47	0,00	-242,11

Fonte: Autora (2021).

Tabela 21 - Valores de esforço de força cortante nas longarinas 4 e 5.

Seções (m)	V _{perm} (kN)	V _{móvel, máx} (kN)	V _{móvel, mín} (kN)	V _{passeio, máx} (kN)	V _{passeio, mín} (kN)	Φ	ΦV _{máx} (kN)	ΦV _{mín} (kN)
0	855,40	116,70	0,00	38,20	0	1,47	171,55	0,00
0,248	836,30	114,20	-0,20	37,20	0	1,47	167,87	-0,29
0,248	764,40	114,20	-0,20	37,20	0	1,47	167,87	-0,29
3,308	530,30	85,30	-7,10	26,00	-1,10	1,47	125,39	-10,44
3,308	517,60	85,30	-7,10	26,00	-1,10	1,47	125,39	-10,44
6,368	283,50	60,10	-21,10	16,80	-4,30	1,18	70,92	-24,90
6,368	240,40	60,10	-21,10	16,80	-4,30	1,18	70,92	-24,90
9,428	6,30	38,80	-38,70	9,60	-9,50	1,18	45,78	-45,67
9,428	-6,40	38,80	-38,70	9,60	-9,50	1,18	45,78	-45,67
12,488	-240,40	21,10	-60,10	4,30	-16,80	1,18	24,90	-70,92
12,488	-283,50	21,10	-60,10	4,30	-16,80	1,18	24,90	-70,92
15,548	-517,60	7,10	-85,30	1,10	-26,00	1,47	10,44	-125,39
15,548	-530,30	7,00	-85,30	1,10	-26,00	1,47	10,29	-125,39
18,608	-764,40	0,20	-114,20	0	-37,20	1,47	0,29	-167,87
18,608	-836,30	0,20	-114,20	0	-37,20	1,47	0,29	-167,87
18,86	-855,40	0,00	-116,70	0	-38,20	1,47	0,00	-171,55

Fonte: Autora (2021).

Tabela 22 - Valores finais das envoltórias de esforços de força cortante nas longarinas do vão 3.

Seções (m)	V _{máx} (kN)	V _{mín} (kN)	V _{máx} (kN)	V _{mín} (kN)	V _{máx} (kN)	V _{mín} (kN)	V _{máx} (kN)	V _{mín} (kN)
0	1214,61	855,40	1170,72	855,40	1136,31	855,40	1065,15	855,40
0,248	1187,64	835,42	1144,88	835,57	1111,06	835,71	1041,37	836,01
0,248	1115,74	763,52	1072,98	763,67	1039,16	763,81	969,47	764,11
3,308	794,16	507,48	761,27	510,72	734,72	513,67	681,69	518,76
3,308	781,46	494,78	748,57	498,02	722,02	500,97	668,99	506,06
6,368	439,06	228,57	418,87	236,13	401,98	242,87	371,22	254,30
6,368	395,96	185,47	375,77	193,03	358,88	199,77	328,12	211,20
9,428	106,93	-94,11	93,53	-80,71	81,96	-69,14	61,68	-48,87
9,428	94,23	-106,81	80,83	-93,41	69,26	-81,84	48,98	-61,57
12,488	-185,47	-395,96	-193,03	-375,77	-199,77	-358,88	-211,20	-328,12
12,488	-228,57	-439,06	-236,13	-418,87	-242,87	-401,98	-254,30	-371,22
15,548	-494,78	-781,46	-498,02	-748,57	-500,97	-722,02	-506,06	-668,99
15,548	-507,48	-794,16	-510,72	-761,27	-513,67	-681,80	-518,91	-681,69
18,608	-763,52	-1115,74	-763,67	-1033,29	-763,81	-1039,16	-764,11	-969,47
18,608	-835,42	-1187,64	-835,57	-1144,88	-835,71	-1111,06	-836,01	-1041,37
18,86	-855,40	-1214,61	-855,40	-1170,72	-855,40	-1136,31	-855,40	-1065,15
Longarina 1 e 8		Longarina 2 e 7		Longarina 3 e 6		Longarina 4 e 5		

Fonte: Autora (2021).

Como realizado para os momentos fletores, foram realizados os cálculos dos esforços de força cortante para as demais longarinas, junto com a combinação e majoração pelo coeficiente de impacto. O resultado é apresentado nos gráficos das Figuras 62 e 63.

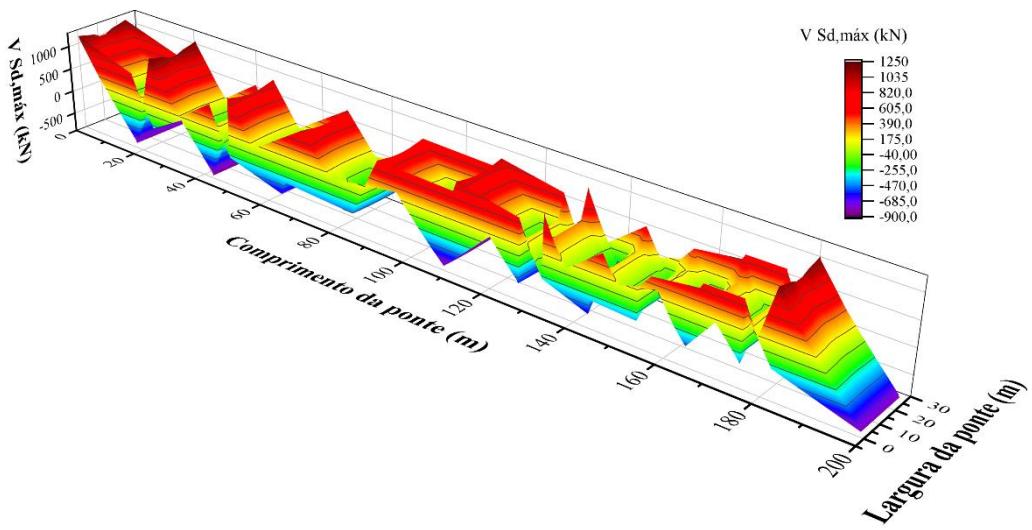


Figura 62 - Representação dos valores de esforço cortante máximo nas longarinas da ponte.

Fonte: Origin (2021).

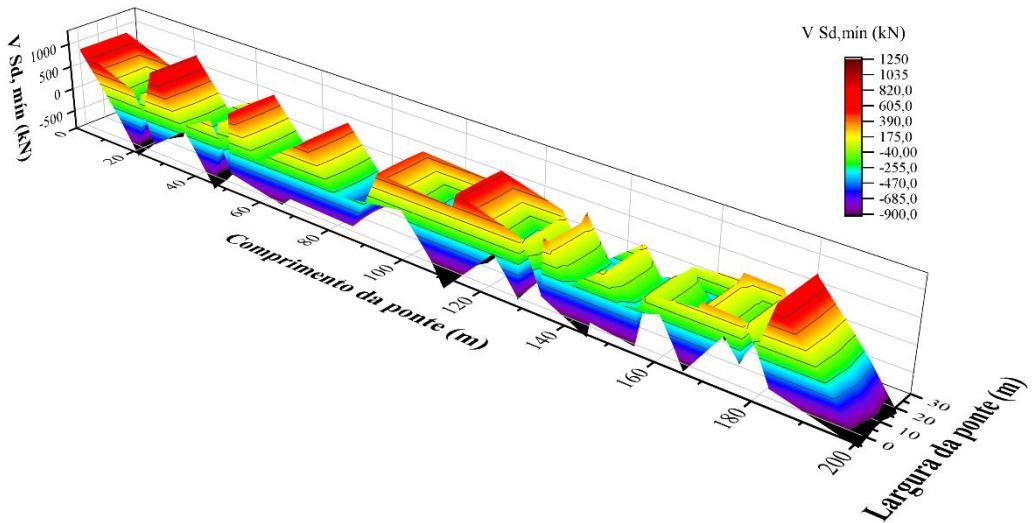


Figura 63 - Representação dos valores de esforço cortante mínimos nas longarinas da ponte.

Fonte: Origin (2021).

6.3.1.3.Reações de apoio

De acordo com o carregamento das ações permanentes nas longarinas do vão 3, é possível determinar as reações de apoio com auxílio do FTOOL. Como o carregamento é igual para todos os elementos, as reações de apoio são iguais e com valor de 855,4 kN, em cada apoio.

Para o carregamento móvel, o programa FTOOL não apresenta funções de cálculo diretas. Para obter esses valores, é necessário adicionar uma barra rígida a um dos apoios da viga para determinar a linha de influência das reações de apoio. Para o cálculo das reações, foi considerado:

$$y(x) = 1 - \frac{1}{18,86} \times x \quad (6.5)$$

Sendo a Equação 6.5 a representação da linha de influência em função da distância das cargas do trem-tipo de cada elemento. Para as cargas concentradas do veículo-tipo, obteve-se as seguintes ordenadas: $y = 1, y = 0,92$ e $y = 0,84$; para o início da carga distribuída $y = 0,76$. Portanto, pode-se calcular as reações máximas devido às ações móveis, de passeio e total. Como todos os elementos possuem as mesmas dimensões e as mesmas condições de apoio, os valores encontrados com a LI podem ser utilizados para o cálculo das reações em todos os elementos, que variam em função do valor do trem-tipo. O procedimento de cálculo será exemplificado com os valores da viga longarina 1.

$$R_{móvel,máx} = 43,3 \times (1 + 0,92 + 0,84) + 4,5 \times 6,33 \times \frac{1 + 0,76}{2} \\ + (18,86 - 4,5) \times 10,66 \times \frac{0,76}{2} = 202,93 \text{ kN}$$

$$R_{passeio,máx} = \frac{18,86 \times 6,44}{2} = 60,73 \text{ kN}$$

$$R_{total,máx} = 855,4 + (202,93 * 1,47) + 60,73 = 1214,44 \text{ kN}$$

Esse procedimento de cálculo foi realizado para cada uma das demais vigas longarinas e obteve-se os valores de reações descritos na Tabela 23.

Tabela 23 - Valores de reações de apoio das longarinas do vão 3.

Item	Long 1	Long 2	Long 3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
LI	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
xQ₁ (m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q₁	1	1	1	1	1,00	1,00	1,00	1,00
xQ₂ (m)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,50	1,50	1,50	1,50
Q₂	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
xQ₃ (m)	3	3	3	3	3,00	3,00	3,00	3,00
Q₃	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84
x q₁ (m)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,50	4,50	4,50	4,50
q₁	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
R perm.,máx (kN)	855,40	855,40	855,40	855,40	855,40	855,40	855,40	855,40
R móvel, máx (kN)	202,89	181,04	164,65	116,81	116,81	164,65	181,04	202,89
R passeio, máx (kN)	60,74	49,00	38,74	38,19	38,19	38,74	49,00	60,74
R total, máx (kN)	1214,39	1170,53	1136,18	1065,30	1065,30	1136,18	1170,53	1214,39

Fonte: Autora (2021).

6.3.2. Esforços solicitantes nas transversinas do vão 3

O vão 3 apresenta uma configuração simétrica das sete vigas transversinas em relação ao seu eixo transversal (Figura 64). As transversinas são compostas por três tipos diferentes (apresentados no Capítulo 5 deste trabalho): V7, V8 e V9, sendo V7 as transversinas representadas em verde, V8 em rosa e azul, e V9 em amarelo.

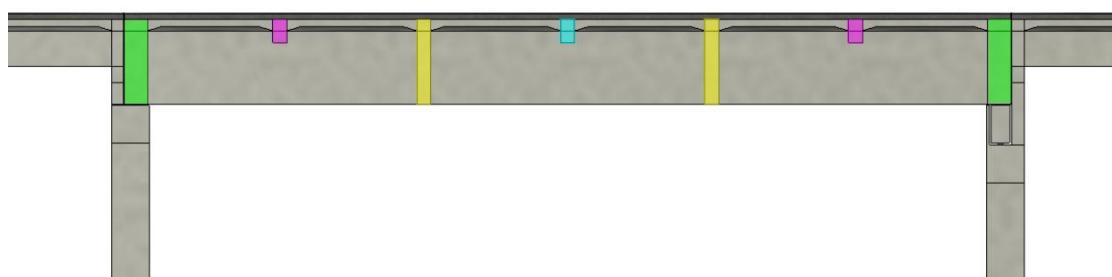


Figura 64 - Representação da simetria na disposição das vigas transversinas do vão 3.

Fonte: Autora (2021).

O cálculo das solicitações em transversinas pode ser realizado de maneira a se obter valores mais próximos das condições reais dos elementos, ou de maneira simplificada. O primeiro caso leva em consideração a rigidez à flexão e à torção das longarinas em relação às transversinas. Essa condição é representada por meio de molas nos pontos de encontro dos dois elementos. O segundo caso foi recomendado pela antiga NB-2/1961 no qual os esforços nas transversinas eram determinados a partir de elementos simplesmente apoiados, porém com um acréscimo de momentos positivos e negativos nas regiões dos apoios das extremidades. Nesse trabalho, optou-se pela realização dos cálculos de acordo com o primeiro caso, ou seja, representação mais realista dos elementos. Para isso, determinou-se os valores das rigidezes à flexão e à torção das longarinas.

A rigidez à torção (k_t) é determinada a partir da relação dada pela Equação 6.6 que considera: o momento polar de inércia da seção (J), o módulo de elasticidade transversal ($G = E_{cs}/2,4$) e o comprimento da longarina (l).

$$\mathbf{k}_t = (\mathbf{J} \times \mathbf{G})/l \quad (6.6)$$

Sendo $J = 0,1024 \text{ m}^4$, $G = 13804186 \text{ kN/m}^2$ e as longarinas com 18,86 metros de comprimento divididos em 2 trechos de 3,45 metros e 6 de 3,50 metros (distâncias entre as transversinas, obtém-se $k_{t, 3,45} = 819544,5 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}}$, para os trechos com 3,45 metros, e $k_{t, 3,50} = 807836,8 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}}$, para o trechos com 3,50 metros. A NBR 6118:2014 permite a redução em 85% do valor calculado, resultando no valor de $k_{t,red, 3,45} = 122931,7 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}}$ e $k_{t,red, 3,50} = 121175,5 \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}}$.

A rigidez à flexão (k_f) é dada pela relação entre a força unitária, aplicada no centro do vão, e o deslocamento gerado por tal força (Equação 6.7).

$$\mathbf{k}_f = \mathbf{F}/\boldsymbol{\delta} \quad (6.7)$$

Para a determinação do deslocamento, foi realizado o cálculo da flecha no centro do vão, obtendo-se o valor de $\delta = -0,01653 \text{ mm}$. Com isso, o valor de $k_f = 60506,45 \text{ kN/m}$.

O esquema estático das transversinas se difere do caso das longarinas como apresentado na Figura 65.

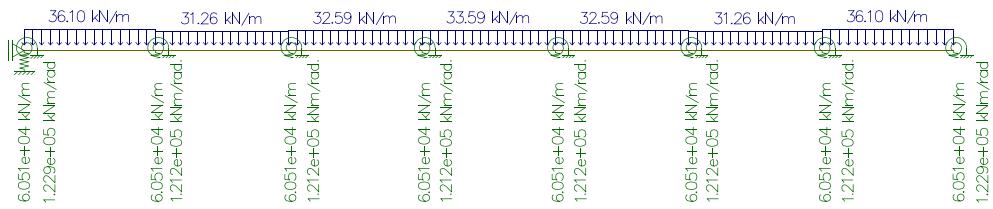


Figura 65 - Exemplo de esquema estáticos da transversina 1 (V7) com a representação das rigidezes das longarinas.

Fonte: FTOOL (2021).

Os cálculos foram realizados também com o auxílio do FTOOL. No caso das vigas transversinas, para a avaliação das ações móveis, foi possível a majoração dos esforços pelo coeficiente de impacto no programa, pois ele não sofre alteração ao longo dos elementos pela não consideração do coeficiente do número de faixas (CNF).

6.3.2.1. Esforços de momento fletor

O eixo de simetria do vão, em relação às transversinas, possibilitou o agrupamento dos elementos em quatro tipos diferentes em função das suas posições: transversina 4 (central), transversinas 3 e 5, transversinas 2 e 6, e transversinas 1 e 7. Com isso, após uma verificação prévia, os resultados serão apresentados em relação às transversinas 1 e 7 por serem as mais críticas do vão 3.

Para o carregamento permanente, obteve-se o diagrama de momento apresentado na Figura 66.

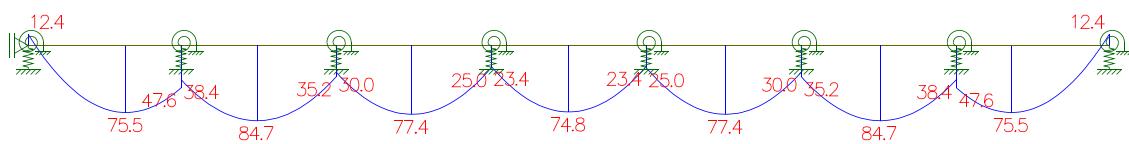


Figura 66 - Diagrama de momentos fletores para carga permanente nas transversinas 1 e 7.

Fonte: FTOOL (2021).

Para as ações móveis, como no desenvolvido das vigas longarinas, determinou-se a posição mais crítica do trem-tipo por meio da análise dos valores da linha de influência para cada transversina. Em seguida, obteve-se a envoltória dos esforços (Figura 67).

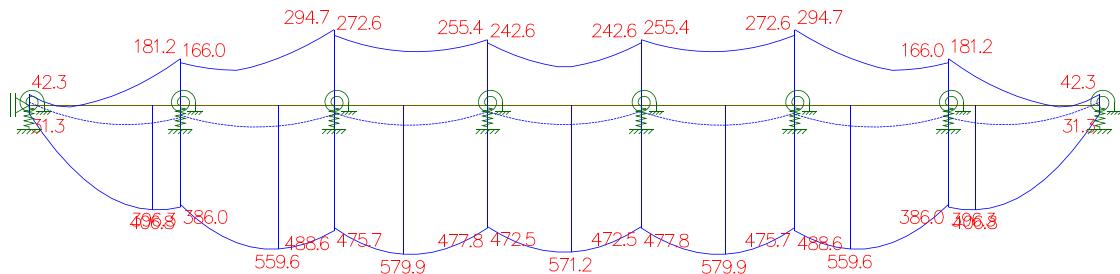


Figura 67 - Envoltória de momentos das nas transversinas 1 e 7.

Fonte: FTOOL (2021).

6.3.2.2.Esforços de força cortante

Para o carregamento permanente, obteve-se o diagrama de força cortante apresentado na Figura 68.

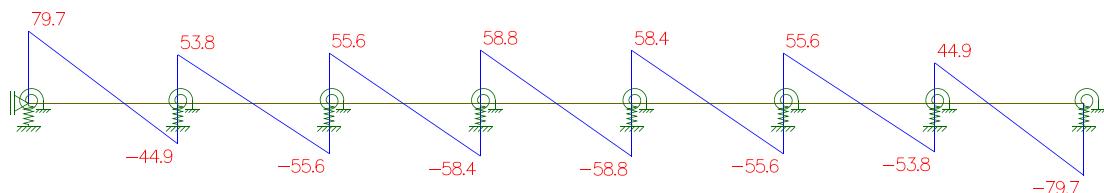


Figura 68 - Diagrama de cortante para carga permanente nas transversinas 1 e 7.

Fonte: FTOOL (2021).

Para o carregamento móvel, como na determinação dos esforços de momento fletor, foi verificada a posição mais crítica do trem-tipo em função da linha de influência. A partir disso, o programa desenvolve a envoltória dos esforços de força cortante para a carga permanente e móvel (Figura 69).

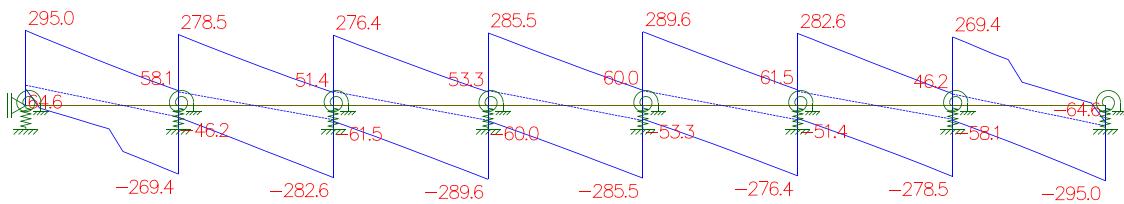


Figura 69 - Envoltória dos esforços de cortante das transversinas 1 e 7.

Fonte: FTOOL (2021).

6.3.2.3. Reações de apoio

Como para as vigas longarinas, o FTOOL apresenta os valores das reações de apoio devido às ações permanentes. Dessa forma, para o esquema estático considerado, foi encontrado o valor de reação máxima de 294,5 kN a partir da determinação da posição crítica do trem-tipo e auxílio da linha de influência.

6.3.3. Esforços solicitantes da laje

Com o objetivo de simplificar o dimensionamento do elemento, considerou-se a divisão da laje em 37 lajes menores que se dividem em três tipos de vinculações diferentes, como apresentado na Figura 70. As lajes apresentadas em amarelo (tipo de topo) foram consideradas como engastada no lado interno, as lajes em laranja (tipo lateral) como engastadas nos três lados internos e a lajes em azul (tipo central) como engastadas nos quatro lados. Para exemplificar o procedimento de cálculo, foi escolhida a laje do tipo central para a demonstração.

Pela consideração de lajes isoladas, os esforços encontrados serão corrigidos de maneira aproximada, levando em conta a continuidade em cada direção. Além disso, diferente das lajes calculadas para edifícios, as lajes das pontes devem ser verificadas em relação aos esforços de força cortante.

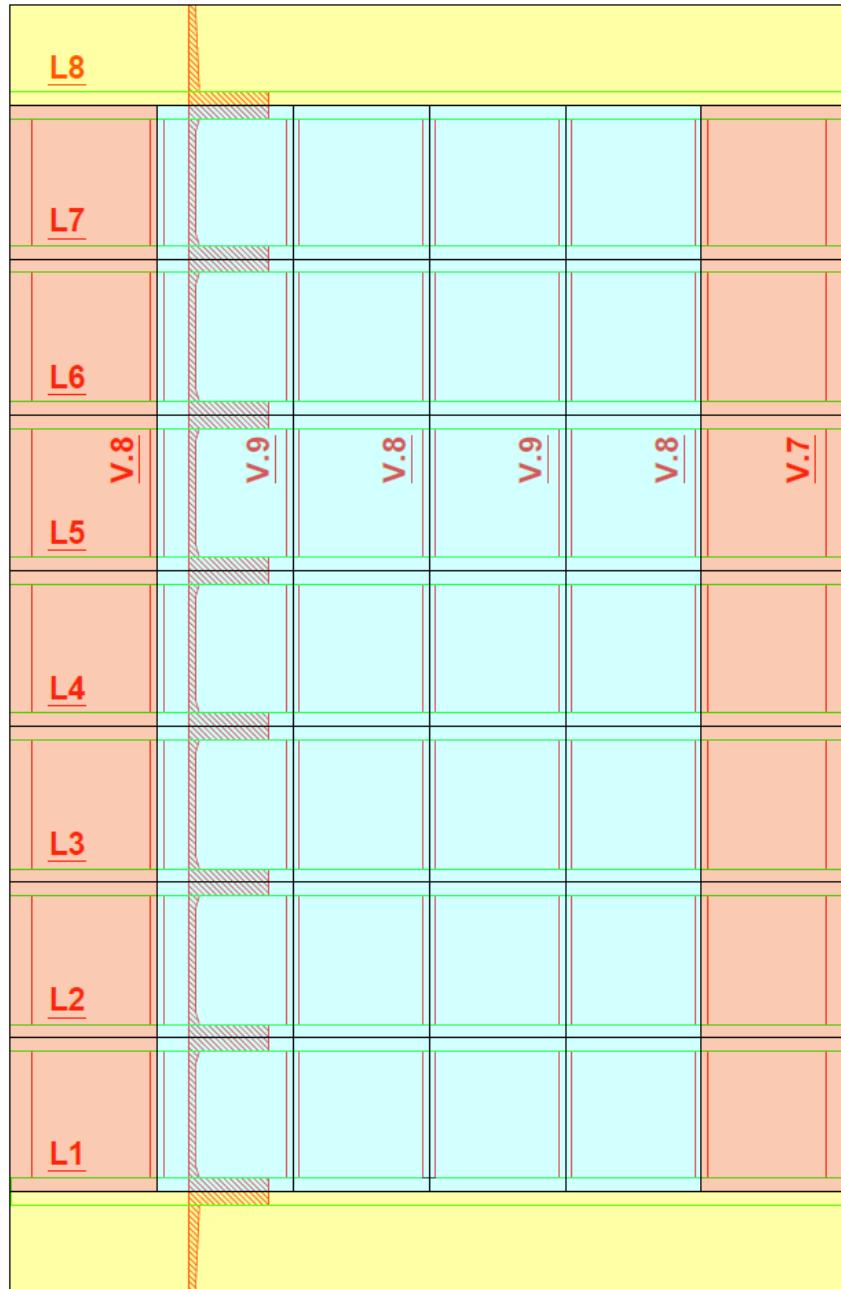


Figura 70 - Divisão da laje do vão 3 para dimensionamento e representação dos diferentes tipos de laje de acordo com a vinculação.

Fonte: Autora (2021).

6.3.3.1.Ações na laje

Para a determinação das ações permanentes na laje, foram considerados os valores do peso próprio do concreto, da capa asfáltica e do recapeamento mostrados na Tabela 24.

Tabela 24 - Ações permanentes na laje.

Ação	Medida (m)	Valor (kN/m³)	Total (kN/m²)
Peso próprio	0,16	25,00	4,00
Capa asfáltica	0,2625	24	6,30
Recapamento	1	2	2,00
Total (g)	-	-	12,30

Fonte: Autora (2021).

As ações móveis seguiram o mesmo padrão do trem-tipo TB-450 que possui os valores de forças concentradas (Q) de 75 kN e distribuídas (q) de 5 kN/m². Para a majoração pelo coeficiente de impacto, como a laje considerada é interna, o valor do CIA resulta em 1,00 e o CIV, para a porção da laje, resulta em 1,35. Com isso, o valor final do coeficiente de impacto $\Phi=1,35$.

6.3.3.2. Parâmetros para utilização da Tabela de Rüsch

Para determinar os esforços em lajes de pontes, Hubert Rüsch (Alemanha) elaborou dois conjuntos de tabelas, conhecidas como Tabelas de Rüsch. Por conta da teoria de difícil cálculo, o uso das tabelas permite simplificá-lo para a determinação dos esforços solicitantes em lajes retangulares considerando os casos mais comuns da prática.

Além disso, por mais que as tabelas foram desenvolvidas de acordo com o trem-tipo alemão da norma DIN 1072, é possível a sua utilização, sem correções ou adaptações, por conta da inspiração das dimensões do trem-tipo TB-450 em relação ao trem-tipo alemão.

Para a utilização das tabelas, é necessário o cálculo de parâmetros como: relação l_y/l_x e a propagação da roda até a superfície média da laje, dado por t . Para lajes de pontes, a nomenclatura dos lados é feita de maneira diferente dos projetos de edificações, onde a menor dimensão da laje é considerada l_x . Nesse caso, o lado l_x é o lado paralelo ao eixo x. A laje interna e retangular, com dimensões $l_x = 3,06$ metros e $l_y = 3,50$ metros (Figura 71), resulta em $\frac{l_y}{l_x} = 1,14$ e $t = 1,0$ m.

$l_y/l_x = 1,14$

Condições de apoio:

Direção do tráfego:



Tabela:96

$l_x/a = 1,53$

$t_a = 0,50$

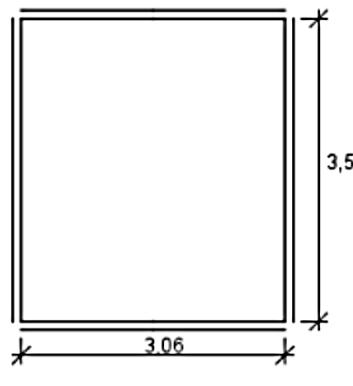


Figura 71 - Vinculações consideradas para a laje de estudo. Dimensões da laje em metros.

Fonte: TRüsch 1.0.

6.3.3.3.Esforços de momentos fletores

Como a escolha das tabelas é feita em relação a razão l_y/l_x , não são encontradas tabelas correspondentes a esse valor. Para simplificar os cálculos de interpolação, utilizou-se o aplicativo desenvolvido pela empresa TQS®, chamado TRüsch 1.0. Os valores de momentos fletores devido às cargas permanentes ($M_g = k \times g \times l_x^2$) encontrados são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 - Momentos solicitantes devido às cargas permanentes na laje.

Momento (kN/m.m)	Valor	k
$M_{xm,g}^a$	4,67	0,031
$M_{xe,g}^b$	-11,30	-0,075
$M_{ym,g}$	3,11	0,027
$M_{ye,g}$	-7,95	-0,069

^aA nomenclatura **m** indica o ponto no meio da placa.

^bA nomenclatura **e** indica o ponto no lado engastado da placa.

Fonte: Autora (2021).

Para o cálculo dos momentos devido às cargas móveis ($M_q = QM_L + q_1M_p + q_2M_{p'}$) foram encontrados os resultados apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 - Momentos solicitantes devido às cargas móveis na laje.

Momento (kN/m.m)	M _L	M _p	M _{p'}	Valor
M _{xm,q} ^a	0,11	0	0,03	11,08
M _{xe,q} ^b	0,24	0	0,14	-24,93
M _{ym,q}	0,13	0	0,03	13,82
M _{ye,q}	0,34	0	0,18	-35,31

^aA nomenclatura **m** indica o ponto no meio da placa.

^bA nomenclatura **e** indica o ponto no lado engastado da placa.

Fonte: Autora (2021).

Com os esforços de momentos fletores calculados, corrigiu-se os valores para a representação da continuidade em ambos os eixos da laje, devido a vinculação do tipo engaste nos quatro lados do elemento. A correção é dada pelo valor do coeficiente $\alpha_0 = \alpha_0 \cdot \frac{1,2}{1 + \left(\frac{l_x}{100}\right)}$, que considera l_x em metros, para vãos inferiores a 20 metros. Para a correção foi necessário ajustar os eixos pois, para o cálculo, o eixo x é considerado sempre na direção da continuidade. Os valores do coeficiente de correção e os dos momentos fletores corrigidos são apresentados na Figura 72 e Tabela 27, respectivamente.

Modos de apoio das placas isoladas		Marginal ou extrema		Interna	
		A	1	B	2
Type de placa	ℓ_y/ℓ_x	M _A	Valores de α_0		
Placa vinculada nos quatro lados	$\leq 0,8$	$M_B/2$	1,00	1,00	1,05
	1,0		1,05	0,96	1,13
	1,2		1,07	0,94	1,18
	∞	M _B /3	1,10	0,92	1,23
Placa vinculada em dois lados opostos	∞	$M_B/3$	1,10	0,92	1,23
	1,00		1,14	0,89	1,30
	0,50		1,22	0,82	1,45
	0,25	Calculam-se como vigas contínuas			

Figura 72 - Coeficientes para correção dos momentos em lajes contínuas.

Fonte: El Debs e Takeya (2010).

Tabela 27 - Momentos corrigidos nos sentidos das continuidades.

Item	Longitudinal (x)	Transversal (y)
$L_x' (m)$	3,06	3,50
$L_y' (m)$	3,50	3,06
L_y'/L_x'	1,14	0,87
α_{02}	1,18	1,13
α_2	1,37	1,31
α_{0c}	1	1
α_c	1,16	1,16
$M_{m',q} (kN/m.m)$	15,22	18,10
$M_{e',q} (kN/m.m)$	-29,03	-40,94

Fonte: Autora (2021).

Com isso, os valores finais dos momentos devido às cargas permanentes e móveis são apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 - Resumo dos valores de momentos fletores na laje.

Momento	Valor (kN/m.m)
$M_{xm,g}$	4,67
$M_{xe,g}$	-11,30
$M_{ym,g}$	3,11
$M_{ye,g}$	-7,95
$M_{xm,q}$	15,22
$M_{xe,q}$	-29,03
$M_{ym,q}$	18,10
$M_{ye,q}$	-40,94

Fonte: Autora (2021).

6.3.3.4.Esforços de força cortante

As Tabelas de Rüsch não apresentam diversos tipos de vinculações e proporções para o cálculo de esforço de força cortante. Dessa forma, é muito comum fazer aproximações e considerações específicas para conseguir realizar os cálculos da maneira mais próxima possível. Com isso, fez-se o uso das Tabelas 100 e 102 das Tabelas de Rüsch.

Para o cálculo da cortante em relação ao eixo x, foi utilizada a Tabela 100 para o sentido de tráfego paralelo ao eixo x. Nessa condição obteve-se os parâmetros e valores de esforços de força cortante apresentados na Tabela 29.

Tabela 29–a) Cálculo do esforço cortante devido à carga permanente em x. b) Cálculo do esforço cortante devido à carga móvel em x.

Item	Valor	Item	Valor	K
L_x (m)	3,06	L_x/a	1,53	-
L_y (m)	3,50	T/a	0,50	-
L_y/L_x	1,14	V_l (kn/m)	76,86	1,02
L_x/a	1,53	V_p (kn/m)	0	0
T/a	0,50	$V_{p'}$ (kn/m)	1,09	0,218
a) $V_{x,g}$ (kn/m)	23,52	b) $V_{x,q}$ (kn/m)	105,23	-

Fonte: Autora (2021).

O mesmo procedimento foi feito para o eixo y e, para esse caso, foi utilizada a Tabela 102 com o sentido do tráfego paralelo a ele. Os valores dos parâmetros e dos esforços de força cortante são apresentados na Tabela 30.

Tabela 30 - a) Cálculo do esforço cortante devido à carga permanente em y. b) Cálculo do esforço cortante devido à carga móvel em y.

Item	Valor	Item	Valor	K
L_x (m)	3,50	L_x/a	1,75	-
L_y (m)	3,06	T/a	0,50	-
L_y/L_x	0,87	V_l (kn/m)	63	0,84
L_x/a	1,75	V_p (kn/m)	0	0
T/a	0,50	$V_{p'}$ (kn/m)	0,40	0,08
a) $V_{y,g}$ (kn/m)	18,94	b) $V_{y,q}$ (kn/m)	85,59	-

Fonte: Autora (2021).

Com isso, os valores finais das cortantes devido às cargas permanentes e móveis são apresentados na Tabela 31.

Tabela 31 - Resumo dos valores das cortantes na laje.

Momento	Valor (kN/m)
$V_{x,g}$	23,52
$V_{y,g}$	18,94
$V_{x,q}$	105,23
$V_{y,q}$	85,59

Fonte: Autora (2021).

6.4. Dimensionamento da superestrutura

Para o dimensionamento dos elementos da superestrutura alguns parâmetros devem ser determinados, de acordo com os critérios e classificações da NBR 6118:2014. Para exemplificar o processo de cálculo, será apresentado apenas um elemento de cada da superestrutura: uma viga longarina (Longarina 1), uma viga transversina (Transversina 1) e a laje (parte central). Para os diferentes elementos da superestrutura, as considerações e resultados do dimensionamento estão apresentados no Anexo D.

Como apresentado no item 4.2.3. deste trabalho, foi escolhida a classe de agressividade ambiental III para a região na qual a Ponte do Limão está estabelecida a fim de elevar a durabilidade do projeto. Dessa forma, essa classe apresenta parâmetros de projeto apresentados nas Tabelas 4 e 6, como relação água/cimento máxima de 0,55; classe de concreto superior a C30 ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$); cobrimientos superiores a 35 e 40 mm para lajes e vigas/pilares, respectivamente.

O concreto utilizado no dimensionamento será da classe C35 ($f_{ck} = 35 \text{ MPa}$) e o aço utilizado será da classe CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$). Para as combinações normais, foram utilizados valores de coeficientes de ponderação da resistência do concreto de $\gamma_c = 1,4$ edo aço de $\gamma_s = 1,15$.

Para as combinações de ações a fim de se obter os valores de esforços solicitantes de cálculo, seguiu-se o indicado na NBR 6118:2014 e NBR 8681:2003. Para a verificação dos Estados Limites Últimos, deve-se considerar as combinações últimas normais (Equação 6.8).

$$F_d = \gamma_g F_{G,k} + \gamma_q (F_{Q,móvel,k} \Phi + F_{Q,passeio,k}) \quad (6.8)$$

Sendo $\gamma_g = 1,35$ ou $1,00$ para a majoração do peso próprio de elementos em concreto moldados no local, de acordo com a Tabela 1 da NBR 8681:2003, e $\gamma_q = 1,50$ para ações variáveis em pontes e edificações tipo 1, de acordo com a Tabela 5 da mesma norma.

Para as verificações dos Estados Limites de Serviço, são utilizadas as combinações raras (para a verificação da formação de fissuras) e frequentes (para a verificação da abertura de fissuras), respectivamente dadas pelas Equações 6.9 e 6.10.

$$F_d = F_{G,k} + (F_{Q,móvel,k}\Phi + F_{Q,passeio,k}) \quad (6.9)$$

$$F_d = F_{G,k} + \Psi_1(F_{Q,móvel,k}\Phi + F_{Q,passeio,k}) \quad (6.10)$$

Sendo $\psi_1 = 0,5$ para pontes rodoviárias, de acordo com a Tabela 6 da NBR 8681:2003.

Para a verificação de fadiga, necessária em pontes devido às repetições de estímulos, pode ser feita considerando a seguinte combinação (Equação 6.11).

$$F_d = F_{G,k} + \Psi_{1,fad}(F_{Q,móvel,k}\Phi + F_{Q,passeio,k}) \quad (6.11)$$

Sendo $\psi_{1,fad} = 0,5$ para vigas longitudinais com vãos até 100 metros, $\psi_{1,fad} = 0,8$ para laje de tabuleiro, e $\psi_{1,fad} = 0,7$ para vigas transversais, de acordo com a Tabela 7 da NBR 8681:2003.

Por fim, deve-se lembrar de que este dimensionamento tem como objetivo apenas a comparação entre projetos de períodos distintos. As seções transversais utilizadas nos cálculos são as mesmas executadas no projeto original da Ponte do Limão. Caso o projeto fosse dimensionado a fim de ser executado atualmente, seriam utilizadas dimensões otimizadas de acordo com os esforços solicitantes e critérios de dimensões mínimas da norma vigente.

6.4.1. Dimensionamento das vigas longarinas

O dimensionamento das vigas longarinas será exemplificado pela viga longarina 1 do vão 3 (Figura 73), por ser a longarina com maior solicitação na superestrutura. Como citado anteriormente, o dimensionamento dos demais elementos estão apresentados no Anexo D deste trabalho, enquanto o detalhamento final do elemento é apresentado no Anexo H (Folha 2).

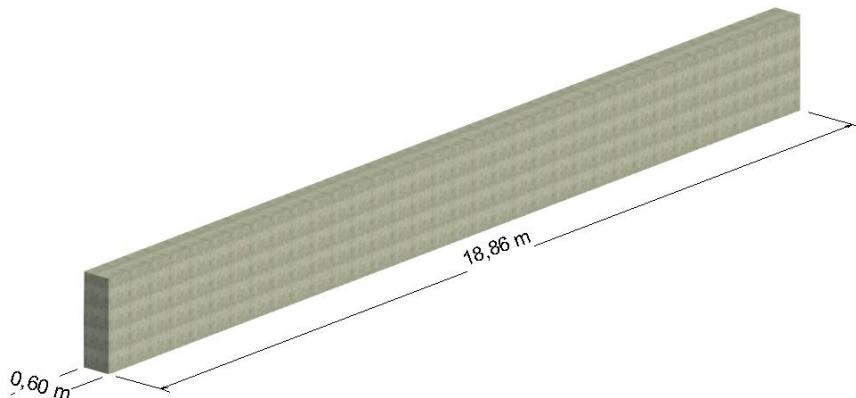


Figura 73 - Dimensões em planta da longarina 1 ($h=180$ cm) do vão 3.

Fonte: Autora (2021).

6.4.1.1.Determinação da largura colaborante

O início do dimensionamento é dado pela determinação da seção transversal a ser dimensionada. No caso das vigas longarinas, é considerada uma alteração da seção transversal, a fim de se obter um modelo mais compatível com a realidade.

A NBR 6118:2014 recomenda a utilização de uma seção transversal T composta pela seção da viga longarina acrescida de uma largura colaborante da laje, para a consideração da ação conjunta de lajes e vigas. A largura colaborante b_f deve ser dada pela largura b_w da viga acrescida de no máximo 10% da distância a entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga que haja laje colaborante (ABNT, 2014). Como a viga é simplesmente apoiada, o valor de $a = 18,86$ metros. Porém, alguns limites devem ser respeitados como indicado na Figura 74.

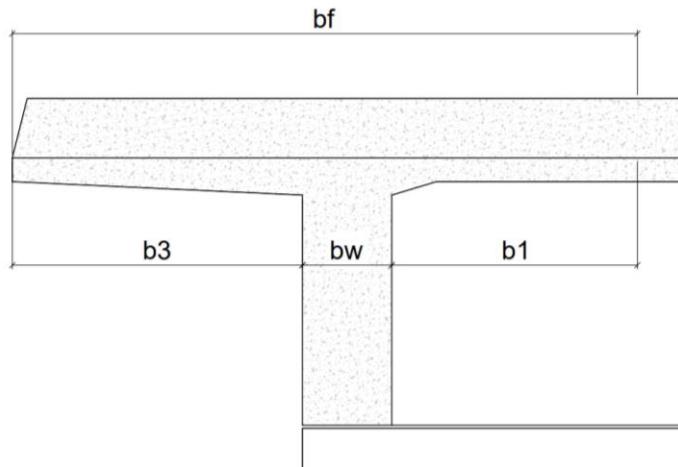


Figura 74 - Parâmetros para determinação da largura de mesa colaborante.

Fonte: Autora (2021).

Por ser uma viga externa, a longarina 1 tem sua largura colaborante calculada a partir dos valores de b_1 e b_3 . A Tabela 32 apresenta dos valores utilizados para determinação da largura colaborante.

Tabela 32 - Valores dos parâmetros para determinação da largura de mesa colaborante.

Largura	Valor (m)
$b_1 \leq 0,5b_2$	1,335
$b_1 \leq 0,1a$	1,886
$b_3 \leq 0,1a$	1,886
$b_3 \leq b_4$	1,860

Fonte: Autora (2021).

Como a norma recomenda a adoção dos menores valores para b_1 e b_3 , a largura colaborante é dada por $b_f = 0,6 + 1,335 + 1,86 = 3,80$ metros.

6.4.1.2. Dimensionamento da armadura longitudinal

A ação principal atuante na viga é a flexão. Assim, serão calculados os valores de armadura longitudinal a fim de suportar a esse esforço. O dimensionamento será feito de

acordo com o item 17 da NBR 6118:2014, referente ao dimensionamento e verificação de elementos lineares, como as longarinas.

Inicialmente, é recomendado o cálculo da armadura mínima longitudinal. Esse valor é de interesse pois corresponde ao mínimo de armadura necessário para evitar rupturas frágeis. Atualmente a norma vigente apresenta valores tabelados de taxas mínimas de armadura em função da classe de resistência do concreto utilizado. Como neste projeto considerou-se a classe C35, a taxa mínima de armadura ρ_{min} é igual a 0,164%. Assim, considerando a área total de concreto:

$$A_c = (60 \times 180) + ((380 - 60) \times 16) = 15912 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,164 \times 15912 / 100 = 26,10 \text{ cm}^2$$

Segundo a NBR 6118:2014, para vigas com altura superior a 60 cm, é recomendada a utilização de armadura de pele com valor igual a 0,10% $A_{c,alma}$, mas menor que 5 cm²/m, em cada uma das faces da alma, compostas por barras de aço CA-50 ou CA-60, não espaçadas mais que 20 cm e devidamente ancoradas nos apoios.

$$A_{s,pele} = \frac{0,10}{100} \cdot (60 \cdot 180) = 10,8 \text{ cm}^2 > A_{s,pele \text{ máx}} = 5 \cdot 1,8 = 9 \text{ cm}^2$$

Como o valor calculado resultou superior ao valor máximo indicado pela norma, considerou-se o valor máximo de 9 cm² de armadura de pele. Considerando barras de 10 mm de diâmetro, obteve-se 12 barras com espaçamento máximo calculado entre 20 e 55 cm, e espaçamento adotado de 20 cm, respeitando o limite indicado por norma.

Para a determinação da armadura longitudinal no meio do vão, é necessário o cálculo da altura útil da viga. A altura útil é dada pela distância entre a borda comprimida e o centro de gravidade da armadura de tração. Geralmente, as vigas presentes nos tabuleiros de pontes apresentam diversas camadas de armadura e, a partir disso, pode-se adotar altura útil igual a 90% da altura da seção transversal. Portanto a altura útil da viga longarina é igual a 162 cm.

Como calculado anteriormente no item 6.4.1.1., a seção da viga foi considerada como seção T. Para confirmar essa consideração, é verificado se a altura y do diagrama retangular de tensões é inferior à altura da mesa (h_f) caracterizando uma seção T falsa. Neste caso, o cálculo é realizado considerando uma seção retangular de largura b_f .

Seguindo a hipótese de seção T falsa, utilizou-se as tabelas de dimensionamento de Pinheiro (2004) para a determinação da armadura a partir dos coeficientes k_c e k_s dados pelas Equações 6.12 e 6.13, respectivamente.

$$k_c = b_f \times \left(\frac{d^2}{M_{sd}} \right) \quad (6.12)$$

$$k_s = A_s \times \left(\frac{d}{M_{sd}} \right) \quad (6.13)$$

O momento solicitante máximo é dado no meio do vão e corresponde ao valor de:

$$M_{sd} = 1,35 \cdot 3795,8 + 1,5 \cdot (1083,71 + 286,4) = 7179,5 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, o valor de k_c resulta em 13,87, indicando um valor de β_c igual a 0,05, que representa a relação entre y e d . A partir do valor de β_c encontrou-se o valor de 6,60 cm para y , menor que a espessura da laje de 16 cm, confirmando a hipótese de seção T falsa.

Com o valor de $k_c = 13,87$, e considerando a classe de resistência de 35 MPa, obteve-se o valor de $k_s = 0,023$. Com isso, calculou-se o valor da armadura longitudinal:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{sd}}{d} \therefore A_s = 0,023 \cdot \frac{7179,5}{162} = 101,93 \text{ cm}^2$$

Adotando barras de Φ25mm, que possuem $A_{s1,barra} = 4,91 \text{ cm}^2$ de seção transversal, calculou-se o número de barras pela razão entre a área de armadura total calculada pela área da seção transversal de uma barra ($A_{s1,barra}$), resultando em 21 barras. Como a área

de armadura calculada é superior a área de armadura mínima, é considerado este valor para o seu detalhamento.

A partir desse valor de área total, é necessário o desenvolvimento da disposição das barras (Figura 75) na seção transversal da viga para a determinação dos espaçamentos, de acordo com a seção 18.3.2.2 da NBR 6118:2014. O espaçamento mínimo entre faces de barras na direção horizontal deve ser o maior valor entre 20 mm, o diâmetro da barra, do feixe ou da luva, ou 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Para a direção vertical, as duas primeiras condições se repetem enquanto a última é alterada para 0,5 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Como a barra de armadura escolhida foi de 25 mm de diâmetro e o agregado graúdo considerado foi a brita 01, com dimensão máxima característica de 19 mm, os espaçamentos máximos, tanto para a direção horizontal, quanto para a vertical, resultaram em valores iguais a 25 mm, ou seja, $a_h = a_v = 25 \text{ mm}$.

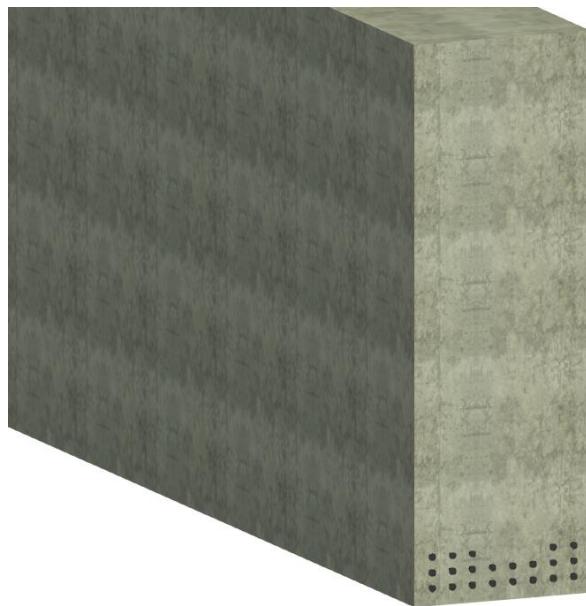


Figura 75 - Disposição da armadura na seção transversal da viga longarina 1.

Fonte: Autora (2021).

A disposição das barras de armaduras resultou no centro de gravidade igual a 12,68 cm, sendo possível a validação da altura útil estimada.

$$d_{real} = 180 - 12,68 = 167,32 \therefore d_{real} > d_{estimado} = 162 \text{ cm}$$

Para o detalhamento das barras ao longo do elemento, é recomendada a realização de verificações como deslocamento do diagrama de momentos, cálculo do comprimento de ancoragem básico, número de barras que vão até o apoio, interrupção de barras, emendas por traspasse e o comprimento total das barras.

O deslocamento do diagrama de momentos é realizado por conta das condições de determinação dos esforços. Comumente é realizado o equilíbrio da seção transversal no meio do vão, para a determinação do esforço máximo em vigas isostáticas e bi apoiadas. Porém, essa consideração não condiz com a realidade, pois ignora os efeitos de cisalhamento no elemento. Para evitar que isso ocorra, a NBR 6118:2014 recomenda a realização da decalagem no diagrama de momentos, por exemplo. Dessa forma, o valor do deslocamento em função dos valores de força cortante foi de:

$$V_{sd,máx} = 1,35 \cdot 855,4 + 1,5 \cdot (298,41 + 60,8) = 1693,61 \text{ kN}$$

$$V_c = d \cdot b \cdot 0,6 \cdot \left(35^{\frac{2}{3}} \right) \cdot \frac{0,15}{10} = 936 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} a_l &= d \cdot \frac{V_{sd,máx}}{2 \cdot (V_{sd,máx} - V_c)} \leq d \\ \therefore a_l &= 181,1 \text{ cm} \end{aligned} \tag{6.14}$$

Como o valor encontrado ultrapassa o valor de d , foi considerado o valor de 162 cm.

O cálculo do comprimento de ancoragem básico (Equação 6.15) é dado pelo item 9.4.2.4. da NBR 6118:2014 que o define como o comprimento reto necessário para ancorar uma força limite admitindo-se, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} (que é função da resistência à tração).

$$l_b = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\Phi \tag{6.15}$$

De acordo com a norma, assumindo barras nervuradas ($\eta_1 = 2,25$), situação de boa aderência ($\eta_2 = 1$) e barras com diâmetro inferior a 32 mm ($\eta_3 = 1$), obteve-se:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \therefore f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,60 = 3,61 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{434,78}{3,61} \geq 25\Phi \therefore l_b = 30,1\Phi$$

Os esforços de flexão possuem valores mais críticos na porção central da viga. Na região dos apoios, os esforços são reduzidos e, com isso, é possível, segundo o item 18.3.2.4. da NBR 6118:2014, utilizar apenas a área de armadura necessária para satisfazer as condições:

“a) no caso de ocorrência de momentos positivos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção; b) em apoios extremos, para garantir a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração $F_{Sd} = (a/d) V_d + N_d$, onde V_d é a força cortante no apoio e N_d é a força de tração eventualmente existente; c) em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ($A_{s,vão}$), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ($M_{vão}$), de modo que: — $A_{s,apoio} \geq 1/3 (A_{s,vão})$, se M_{apoio} for nulo ou negativo e de valor absoluto $|M_{apoio}| \leq 0,5 M_{vão}$; — $A_{s,apoio} \geq 1/4 (A_{s,vão})$, se M_{apoio} for negativo e de valor absoluto $|M_{apoio}| > 0,5 M_{vão}$.”. (ABNT, 2014, p.148).

Dessa forma, a condição a) indica a utilização da área de armaduras calculadas para o meio do vão, com o valor mostrado anteriormente. A condição b), resultou em:

$$F_{Sd} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d + N_d = \frac{162}{162} \cdot 1693,61 + 0 = 1693,61 \text{ kN}$$

$$A_{s,apoio} = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{1693,61}{43,5} = 38,93 \text{ cm}^2 \text{ (8Φ 25 mm)}$$

Por fim, como a viga é isostática, os momentos nos apoios são nulos e, com isso, a condição c) resultou em:

$$A_{s,apoio} = \frac{1}{3} \cdot 103,08 = 34,36 \text{ cm}^2 \text{ (7Φ 25 mm)}$$

A favor da segurança, considerou-se o maior valor entre as condições b) e c), sendo a área de armadura nos apoios igual a 38,93 cm², equivalente a 8 barras de 25 mm de diâmetro.

Além das barras nos apoios, outras seções não necessitam da quantidade de armadura solicitada pelo meio do vão. Dessa forma, é possível interromper algumas barras de armadura antes da região central (mais solicitada pelos esforços de flexão) de acordo com o item 18.3.2.3 da NBR 6118:2014.

A distribuição das barras longitudinais deve ser tal que o diagrama de força de tração seja envolvido pelo diagrama de força resistente. Com isso, dividiu-se o diagrama de momento solicitante máximo proporcionalmente ao número de barras calculadas (21 barras). Por uma questão de facilidade na execução e, de acordo com o rascunho da distribuição das barras na seção transversal da viga (Figura 75), considerou-se 3 grupos de barras, cada um representado por uma cor, de acordo com a Figura 76.



Figura 76 - Agrupamento das barras longitudinais na seção transversal da viga.

Fonte: Autora (2021).

Os três grupos foram representados no diagrama de momentos com suas faixas proporcionais ao número de barras (Figura 77).

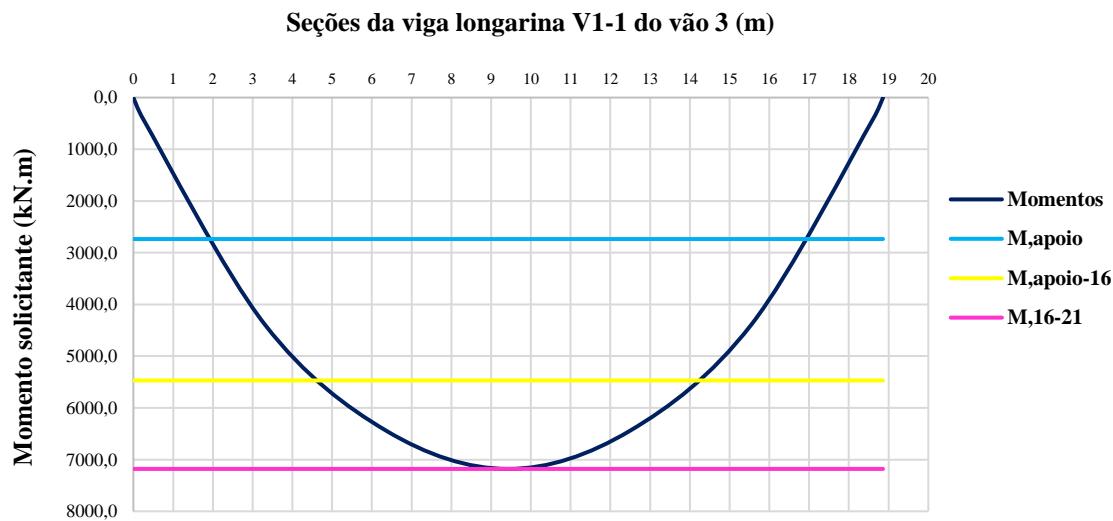


Figura 77 - Diagrama de momentos com representação das faixas dos três grupos de barras de armadura.

Fonte: Autora (2021).

O grupo com as barras da primeira camada não teve seus comprimentos calculados pois diz respeito às barras que se prolongam até os apoios. O comprimento das demais barras é dado pelo maior valor entre os dois comprimentos, em centímetro, dados pelas Equações 6.16 e 6.17, sendo i o número da faixa analisada.

$$\text{Comprimento da barra} = x_i + a_l + l_b \quad (6.16)$$

$$\text{Comprimento da barra} = x_{i-1} + a_l + l_b \quad (6.17)$$

Dessa maneira, o comprimento reto das barras que chegam até os apoios, é dado pelo comprimento da viga de 18,86 metros, salvo descontos de cobrimento e espessura de armaduras. As demais barras tiveram seus comprimentos calculados e esses estão apresentados na Tabela 33.

Tabela 33 - Valores dos comprimentos retos das barras longitudinais.

Barras	$x_i(\text{cm})$	$x_{i-1}(\text{cm})$	$a_l(\text{cm})$	$l_b(\text{cm})$	10Φ	Total (cm)
N1 (5Φ25 mm)	0	-	162	77,5	-	240
	-	970	162	-	25	1157
N2 (8 Φ25 mm)	970	-	162	77,5	-	1210
	-	1490	162	-	25	1677

Fonte: Autora (2021).

As barras de armaduras são comercialmente produzidas com tamanho máximo de 12 metros. Como é indicado adotar, como comprimento reto das barras, o maior valor entre os dois calculados, foi necessário determinar o comprimento de traspasse desse grupo de barras. Para isso, no item 9.5.2.2 da NBR 6118:2014, é apresentada a Equação 6.18, sendo $l_{0t,\min}$ o maior valor entre $0,3 \cdot a_{0t} l_b$, 15Φ e 200 mm; e a_{0t} corresponde ao coeficiente em função da porcentagem de barras emendadas na mesma seção, conforme Tabela 9.4 da referida norma.

$$l_{0t} = \alpha_{0t} \cdot l_{b,nec} \geq l_{0t,\min} \quad (6.18)$$

De acordo com a Tabela 33 apresentada anteriormente, 8 barras necessitarão de traspasse e, com isso, a razão das barras que precisaram de traspasse em relação ao total calculado foi de 80% que resultou em $a_{0t} = 2$. O comprimento de ancoragem necessário é dado pela Equação 6.19.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,\min} \quad (6.19)$$

Considerou-se região de boa aderência com barras tracionadas, encontrando $l_{b,nec} = 22\Phi$ e $l_{0t} = 110 \text{ cm}$. O valor encontrado foi comparado com os valores de $l_{0t,\min}$ (sendo o maior deles igual a 37,5 cm) e, como é superior aos mesmos, adotou-se $l_{0t} = 110 \text{ cm}$.

Por fim, o comprimento total das barras é dado pelos valores calculados anteriormente acrescido dos comprimentos dos ganchos de ancoragem. Nesse caso considerou-se ganhos em ângulo reto de comprimento não inferior a 8Φ . Dessa forma, obteve-se o

comprimento do gancho de 30 cm. Como a viga em questão não necessita de armadura negativa, adotou-se duas barras de 10 mm de diâmetro para trabalhar como porta-estribos.

6.4.1.3.Dimensionamento da armadura transversal

As verificações de cisalhamento são feitas utilizando o conceito da treliça de Mörsh por meio da Analogia Generalizada de Treliça. Neste trabalho considerou-se o Modelo de Cálculo I, que admite diagonais de compressão inclinadas $\theta = 45^\circ$ de em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar de V_c tenha valor constante, independentemente de V_{Sd} (ABNT, 2014).

Iniciou-se o dimensionamento com a verificação da compressão da diagonal do concreto (biela comprimida). Para isso, comparou-se os valores da força cortante resistente de cálculo (V_{Rd2}) com a força cortante solicitante máxima ($V_{Sd,máx}$), como segue.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Sd,máx} = 1693,61 \text{ kN}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{35}{250} = 0,86$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 2,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,86 \cdot 2,5 \cdot 60 \cdot 162 = 5642,51 \text{ kN} \geq 1693,61 \text{ kN}$$

Não ocorre escorregamento porque o valor da força cortante resistente de cálculo resultou superior ao valor da força solicitante máxima.

Como na análise dos momentos para o dimensionamento e distribuição das armaduras longitudinais, não é necessária a atribuição da mesma armadura transversal em todo o elemento. Caso a força cortante resistente mínima seja inferior ao valor da força cortante solicitante máxima, essa consideração é válida.

A verificação é feita por meio do cálculo da força cortante resistente mínima ($V_{Rd,min}$) dada pela soma de duas parcelas: força cortante absorvida por mecanismos

complementares ao da treliça (V_c) e força resistida pela armadura transversal ($V_{sw,mín}$), com formulações apresentadas pelas Equações 6.20 a 6.22.

$$V_{Rd,mín} = V_c + V_{sw,mín} \quad (6.20)$$

$$V_c = 0,6 \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot b_w \quad (6.21)$$

$$V_{sw,mín} = \left(\frac{A_{sw,mín}}{s} \cdot b_w \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot b_w \quad (6.22)$$

Com isso, V_c resultou no valor de 936,03 kN e $V_{sw,mín}$ em 488,61 kN e, dessa forma, o valor de $V_{Rd,mín}$ encontrado foi de 1424,63 kN. Como $V_{Rd,mín} < V_{Sd,máx}$, grande parte da longarina será armada com os valores mínimos de armadura transversal. Para definir o valor do trecho que recebeu essa armadura, gerou-se o gráfico com os valores de força cortante e de força cortante resistente mínima. A partir do ponto onde $V_{Rd,mín}$ superou o valor de $V_{Sd,máx}$, considerou-se armadura mínima. Nota-se que o gráfico (Figura 78) representa metade da longarina, já que os esforços de força cortante são simétricos. O ponto, de acordo com o gráfico em questão, é em 1,17 metros e, com isso, o comprimento da longarina com $A_{sw,mín}$ é o trecho entre 1,17 e 17,69 metros.

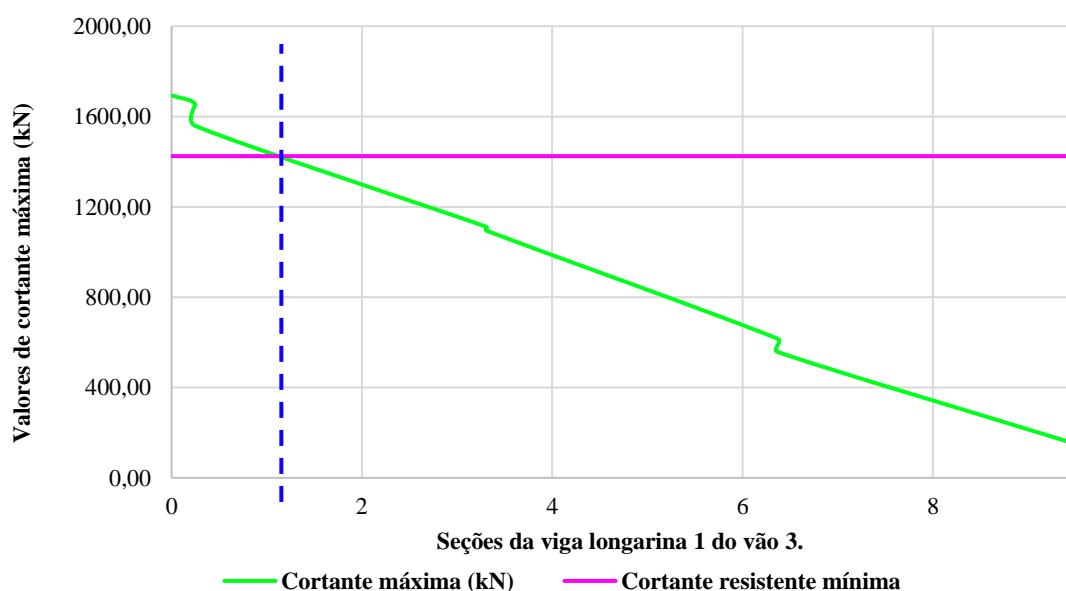


Figura 78 - Posição limite para utilização de armadura transversal mínima.

Fonte: Autora (2021).

O espaçamento máximo dos estribos foi calculado como sugere o item 18.3.3.2 da NBR 6118:2014. Para o cálculo, verificou-se que $V_{Rd,mín}$ é, aproximadamente, $0,25V_{Rd2}$, então $s_{máx} = 0,6d = 0,6 \cdot 162 = 97,20\text{ cm} \leq 300\text{ mm}$. Como o valor encontrado foi superior ao máximo, adotou-se o máximo indicado em norma, ou seja, 30 cm.

Para a taxa de armadura, considerou-se estribos de 2 ramos:

$$\frac{A_{sw}}{(n \cdot s)} = \rho_{sw,mín} \cdot b_w \cdot \frac{100}{2} = 3,85\text{ cm}^2/\text{m}$$

A NBR 6118:2014 sugere que o diâmetro do estribo esteja entre os valores de 5 mm (mínimo comercial) e $b_w/10 = 60\text{ mm}$. Considerou-se barras de aço CA-50 com diâmetro de 10 mm, que possuem área transversal igual a $0,79\text{ cm}^2$. A partir disso, determinou-se o espaçamento calculado inicial:

$$s_{calc,inicial} = \frac{A_{1\phi 10\text{ mm}}}{\frac{A_{sw}}{n \cdot s}} \cdot 100 = 20,39\text{ cm}$$

Adotou-se o valor de espaçamento de 20 cm. O número de estribos é encontrado a partir do trecho em análise dividido pelo espaçamento adotado mais um. O resultado encontrado foi de 84 estribos.

Para o trecho além da armadura mínima, ou seja, o trecho dos apoios, calculou-se o valor de armadura necessária com o mesmo roteiro descrito anteriormente, salvo o cálculo de V_{sw} que agora foi considerada como:

$$V_{Rd,3} = V_{Sd,máx} = V_{sw} + V_c \therefore V_{sw} = V_{Sd,máx} - V_c \quad (6.23)$$

Com isso a armadura nos apoios foi determinada por 20 estribos de 10 mm (CA-50) em cada apoio, com espaçamento de 13 cm.

6.4.2. Dimensionamento das vigas transversinas

O dimensionamento das vigas transversinas segue o mesmo roteiro do realizado para as vigas longarinas. Dessa forma, resumiu-se o dimensionamento referenciando-o aos tópicos do item anterior. O detalhamento final do elemento é apresentado no Anexo H (Folha 3).

6.4.2.1.Determinação da largura colaborante

Da mesma forma que as vigas longarinas, as transversinas também levam em consideração a largura colaborante nos cálculos de dimensionamento. Para a viga transversina 1 (simétrica a transversina 7), os valores dos parâmetros utilizados para o cálculo da largura final são dados na Tabela 34. No caso dessa transversina, por ser um elemento que se encontra nas bordas do vão 3, a sua largura colaborante resulta em um valor consideravelmente inferior, em relação as longarinas, pela consideração de apenas um dos lados da seção T.

Tabela 34 - Valores dos parâmetros para determinação da largura de mesa colaborante.

Largura	Valor (m)
$b_1 \leq 0,5b_2$	1,190
$b_1 \leq 0,1a$	1464
$b_3 \leq 0,1a$	1,464
$b_3 \leq b_4$	0

Fonte: Autora (2021).

Como a norma recomenda a adoção dos menores valores para b_1 e b_3 , a largura colaborante é dada por $b_f = 0,5 + 1,190 + 0 = 1,690$ metros.

6.4.2.2.Dimensionamento da armadura longitudinal

Como apresentado no item 6.4.1.2 deste trabalho, o dimensionamento das transversinas também segue o item 17 da NBR 6118:2014, referente ao dimensionamento e verificação de elementos lineares.

Inicialmente, calcula-se a armadura mínima para futura comparação com o valor determinado para armadura longitudinal. Para as transversinas, considerou-se ainda a classe de resistência C35 ($f_{ck} = 35 \text{ MPa}$) que resulta na taxa de armadura mínima de 0,164%. Com isso:

$$A_c = (50 \times 180) + ((169 - 50) \times 16) = 10904 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,164 \times 10904 / 100 = 17,9 \text{ cm}^2$$

Por possuir altura de 180 cm, foi necessário o cálculo de armadura de pele, com valor igual a $0,10\% A_{c,alma}$, em cada uma das faces para a transversina 3. Adotou-se barras de aço CA-50 com diâmetro de 10 mm e espaçamento máximo de 20 cm.

$$A_{s,pele} = \frac{0,10}{100} \cdot (50 \cdot 180) = 9 \text{ cm}^2 \geq A_{s,pele \text{ máx}} = 5 \cdot 1,8 = 9 \text{ cm}^2$$

Como o valor calculado resultou igual ao valor máximo indicado pela norma, considerou-se 9 cm^2 de armadura de pele para cada face da viga. Adotando barras de 10 mm de diâmetro, obteve-se 12 barras com espaçamento máximo calculado entre 20 e 54 cm e espaçamento máximo adotado de 20 cm, respeitando os limites sugeridos por norma.

Para a determinação da armadura longitudinal, calculou-se a altura útil como sendo 90% da altura total da seção transversal, resultando em um valor de $d = 162 \text{ cm}$. Isso pode ser considerado por conta das dimensões de base das transversinas e o valor de área mínima de armadura calculada. Por algumas transversinas terem espessura pequena, em relação à sua altura, as armaduras podem resultar em configurações de duas camadas. Dessa maneira, é possível realizar essa consideração.

Considerou-se também a hipótese de seção T falsa, simplificando os cálculos e podendo utilizar as tabelas de dimensionamento de Pinheiro (2004), baseadas nos coeficientes k_c e k_s (Equações 6.12 e 6.13, respectivamente).

O momento solicitante máximo é dado no meio do vão e corresponde ao valor de:

$$M_{Sd} = 1,35 \cdot 77,4 + 1,5 \cdot (502,5) = 858,24 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, o valor de k_c resulta em 50,69, indicando um valor de β_c igual a 0,02 que representa a relação entre y e d . A partir do valor de β_c encontrou-se o valor de 3,24 cm para y , menor que a espessura da laje de 16 cm, confirmando a hipótese de seção T falsa.

Com o valor de $k_c = 51,7$, e considerando a classe de resistência de 35 MPa, obteve-se o valor de $k_s = 0,023$. Com isso, calculou-se o valor da armadura longitudinal:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Sd}}{d} \therefore A_s = 0,023 \cdot \frac{858,24}{162} = 12,18 \text{ cm}^2$$

Como a área de armadura calculada é inferior a área de armadura mínima, foi considerado o valor de armadura mínima para seguir com o dimensionamento e verificações. Adotando barras de Φ16 mm, que possuem $A_{s1,barra} = 2,01 \text{ cm}^2$ de seção transversal, calculou-se o número de barras pela razão entre a área de armadura total calculada pela área da seção transversal de uma barra ($A_{s1,barra}$), resultando em 9 barras de 16 mm distribuídas em duas camadas, garantindo o espaçamento entre barras.

Para a determinação dos espaçamentos verticais e horizontais das barras de armadura, foram considerados os mesmos critérios adotados para as longarinas: o espaçamento mínimo entre faces de barras na direção horizontal deve ser o maior valor entre 20 mm, o diâmetro da barra, do feixe ou da luva, ou 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Para a direção vertical, as duas primeiras condições se repetem enquanto a última é alterada para 0,5 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Como a barra de armadura escolhida foi de 16 mm de diâmetro e o agregado graúdo considerado foi a brita 01, com dimensão máxima característica de 19 mm, os espaçamentos máximos resultaram em $a_h = 23 \text{ mm}$ e $a_v = 20 \text{ mm}$. Dessa forma, é possível posicionar a armadura na seção transversal da viga como mostrado na Figura 79.



Figura 79 - Disposição da armadura na seção transversal da viga transversina, em detalhe.

Fonte: Autora (2021).

A disposição das barras de armadura resultou no centro de gravidade igual a 6,71 cm, sendo possível a validação da altura útil estimada.

$$d_{real} = 180 - 6,71 = 173,3 \therefore d_{real} > d_{estimado} = 162 \text{ cm}$$

Para o detalhamento das barras ao longo do elemento, foram realizadas as mesmas verificações e dimensionamentos das vigas longarinas: deslocamento do diagrama de momentos, cálculo do comprimento de ancoragem básico, número de barras que vão até o apoio, interrupção de barras, emendas por traspasse e o comprimento total das barras.

Para a decalagem do diagrama de momentos, utilizou-se a equação 6.14 para determinar o comprimento a_l . Porém, como o valor de V_c resultou superior ao de $V_{sd,máx}$, como apresentado na Tabela 35, o concreto consegue resistir aos esforços de tração sem a necessidade de uma armadura de tração. Dessa forma, o valor a_l foi considerado nulo e, portanto, não se realizou a decalagem do diagrama.

Tabela 35 - Dados para dimensionamento do comprimento de decalagem.

Item	Valor	Unidade
V_{perm}	79,7	kN
$V_{móvel\Phi}$	215,3	kN
$V_{sd,máx}$	430,5	kN
a_l	-99,8	cm
V_c	780,0	kN
$a_{l,real}$	0	cm

Fonte: Autora (2021).

Como a armadura mínima foi considerada em todo o vão, a verificação da armadura nos apoios não se faz necessária, pois: a condição a) resultaria no valor de armadura longitudinal calculado, que é inferior a armadura mínima; a condição b) resultaria em um valor nulo devido a presença do valor de a_l no cálculo; e a condição c) resultaria em um valor, novamente, inferior a armadura mínima.

As transversinas possuem comprimento de 25 metros e as barras de armaduras são comercialmente produzidas com no máximo 12 metros. Dessa forma, foi necessário determinar o comprimento de traspasse das barras tracionadas (Equação 6.18). O valor de α_{0t} para essa seção resultou em 2 porque todas as barras necessitariam de traspasse. Os parâmetros de cálculo foram resumidos na Tabela 36.

Tabela 36 - Parâmetros para dimensionamento do comprimento de traspasse da armadura longitudinal devido ao momento positivo.

Item	Valor	Unidade
l_{0t}	77	cm
α_{0t}	2,0	-
lb_{nec}	38,4	cm
α	0,7	-
$lb\Phi$	24	cm
$A_{s,calc}/A_{efetivo}$	0,98	-
$l_{b,mín}$	14,9	cm
	16	cm
	10	cm

Fonte: Autora (2021).

Por fim, o comprimento total das barras é dado pelos valores calculados anteriormente acrescido dos comprimentos dos ganchos de ancoragem. Nesse caso considerou-se ganhos em ângulo reto de comprimento não inferior a 8Φ . Dessa forma, obteve-se o comprimento do gancho de 20 cm.

Por conta do esquema estático da transversina (Figura 65), a estrutura apresentou valores consideráveis de momentos negativos. Para isso, foi necessário o cálculo de armadura para resistir a esses esforços. O cálculo é realizado da mesma forma dos momentos positivos, salvo a consideração da largura base da viga. Em casos de momento fletor negativo, o dimensionamento se dá por meio da seção retangular convencional de base b_w e altura h (resultado da soma da altura da viga com a espessura da laje), pois nesse caso a mesa se torna um elemento tracionado.

O momento solicitante máximo negativo é dado por $M_{Sd} = -447,2 \text{ kN.m}$ e, consequentemente, o valor de k_c resulta em 29,34. Esse valor indicou β_c igual a 0,02 que, a partir desse valor, calculou-se y obtendo o valor de 3,24 cm, afirmando a hipótese de seção T falsa.

Para a classe de resistência de 35 MPa, o valor de k_s resulta em 0,023. Portanto, a armadura longitudinal resultou em:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Sd}}{d} \therefore A_s = 0,023 \cdot \frac{447,2}{162} = 6,35 \text{ cm}^2$$

Porém, de acordo com a seção adotada para a verificação da armadura para momentos fletores negativos, o valor de armadura mínima é alterado. O valor de $A_{s,\min}$ encontrado foi de 14,8 cm². Portanto, considera-se esse valor para a armadura longitudinal da transversina.

Adotando barras de $\Phi 16$ mm, que possuem $A_{s1,barra} = 2,01 \text{ cm}^2$ de seção transversal, calculou-se o número de barras pela razão entre a área de armadura total calculada pela área da seção transversal de uma barra ($A_{s1,barra}$), resultando em 8 barras.

Os espaçamentos verticais e longitudinais das armaduras foram calculados da mesma forma dos momentos positivos e, como foram consideradas barras de diâmetro

semelhantes e o mesmo tipo de agregado, os espaçamentos resultantes foram de $a_h = 23\text{ mm}$ e $a_v = 20\text{ mm}$.

Por se tratar do mesmo elemento, as barras da armadura de momentos fletores negativos também precisaram de traspasse pela escolha da utilização da armadura mínima em todo o elemento. Para isso, os parâmetros de cálculo do comprimento de traspasse são apresentados na Tabela 37.

Tabela 37 - Parâmetros para dimensionamento do comprimento de traspasse da armadura longitudinal devido ao momento positivo.

Item	Valor	Unidade
l_{0t}	77	cm
α_{0t}	2,0	-
lb_{nec}	38,4	cm
α	0,7	-
$lb\Phi$	24	cm
$A_{s,calc}/A_{efetivo}$	0,98	-
	14,9	cm
$l_{b,min}$	16	cm
	10	cm

Fonte: Autora (2021).

Para essa armadura, também foram considerados ganchos de ângulo reto com comprimento máximo de 20 cm (8Φ).

6.4.2.3.Dimensionamento da armadura transversal

Para esse dimensionamento, fez-se as mesmas considerações apresentadas no item 6.4.1.3 deste trabalho. Dessa forma, a verificação da compressão da diagonal do concreto (biela comprimida) segue:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Sd,máx} = 430,55\text{ kN}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{35}{250} = 0,86$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 2,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,86 \cdot 2,5 \cdot 50 \cdot 162 = 4702,05 \text{ kN} \geq 430,55 \text{ kN}$$

Não ocorre escorregamento porque o valor da força cortante resistente de cálculo resultou superior ao valor da força solicitante máxima.

A armadura transversal mínima é calculada utilizando as Equações 6.20, 6.21 e 6.22, apresentadas no item 6.4.1.3 deste trabalho. A partir das equações, V_c resultou no valor de 780,02 kN e $V_{sw,mín}$ em 407,17 kN e, dessa forma, o valor de $V_{Rd,mín}$ encontrado foi de 1187,19 kN. Como $V_{Rd,mín} > V_{Sa,máx}$, a transversina será totalmente armada com os valores mínimos de armadura transversal.

Os espaçamentos máximos dos estribos podem ser considerados como os espaçamentos determinados para as longarinas, pois, nesse caso, ambas as estruturas possuem a mesma altura de seção transversal e a mesma relação entre $V_{Rd,mín}$ e V_{Rd2} . Com isso, considerou-se espaçamento máximo de 30 cm entre estribos.

Para a taxa de armadura, considerou-se estribos de 2 ramos:

$$\frac{A_{sw}}{(n \cdot s)} = \rho_{sw,mín} \cdot b_w \cdot \frac{100}{2} = 3,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A NBR 6118:2014 sugere que o diâmetro do estribo esteja entre os valores de 5 mm (mínimo comercial) e $b_w/10 = 50 \text{ mm}$. Considerou-se barras de aço CA-50 com diâmetro de 10 mm, que possuem área transversal igual a $0,79 \text{ cm}^2$. A partir disso, determinou-se o espaçamento calculado inicial:

$$s_{calc,inicial} = \frac{A_{1\phi 10 \text{ mm}}}{\frac{A_{sw}}{n \cdot s}} \cdot 100 = 24,47 \text{ cm}$$

Adotou-se o valor de espaçamento de 24 cm. O número de estribos é encontrado a partir do trecho em análise dividido pelo espaçamento adotado mais um. O resultado encontrado foi de 103 estribos.

6.4.3. Dimensionamento das lajes

Seguindo a configuração dos itens anteriores, a apresentação do dimensionamento será feita apenas para o elemento mais crítico. Dessa forma, como apresentado no item 6.3.3 deste trabalho, a laje detalhada a seguir é do tipo central (Figura 70) com os quatro lados engastados.

Antes de iniciar os cálculos, é necessária a determinação de parâmetros como vão efetivo e altura útil. Para o vão efetivo (l_{ef})⁴¹, calcula-se de acordo com a Equação 6.24.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (6.24)$$

Sendo l_0 o vão livre, a_1 e a_2 , em cada extremidade do vão, o menor valor entre: $0,3h$ e $t/2$. Dessa forma, o valor do vão efetivo em x é dado por 3,06 m e em y é dado por 3,50 m, aproximadamente. A relação entre os vãos dada por $\lambda = \frac{L_x}{L_y} = 1,14$. Dessa forma, a laje será armada em duas direções.

A altura útil da laje foi considerada como 12,5 cm, de acordo com a equação dada por $h = d + 3,5$, que requer o valor da altura h conhecido e igual a 16 cm. A NBR 6118:2014 em nota na Tabela 7.2 comenta sobre a possibilidade de redução do cobrimento no caso de faces superiores de lajes com revestimento do tipo asfáltico, por exemplo, de acordo com o item 7.4.7.5 do mesmo documento, mas não menor que 1,5 cm. Dessa forma, para a armadura negativa, considerou-se altura útil de 14,5 cm.

Anteriormente ao cálculo das armaduras de flexão, foram apresentadas as formulações dos valores das armaduras mínimas. Para o caso das lajes, são verificados três valores⁴² (Equações 6.25 a 6.27).

⁴¹Item 14.7.2.2 Vãos efeitos de lajes ou placas da NBR 6118:2014.

⁴²Tabela 19.1 Valores mínimos para armaduras passivas aderentes da NBR 6118:2014.

$$A_{s,\min} \geq 0,2 \cdot A_{s,\text{principal}} \quad (6.25)$$

$$A_{s,\min} \geq 0,5 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot d \quad (6.26)$$

$$A_{s,\min} \geq 90 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6.27)$$

Como o dimensionamento das lajes é realizado da forma que elas se assemelhem a vigas, por meio da consideração de $b_w = 100 \text{ cm}$, a taxa mínima de armadura de flexão (ρ_{\min}) para a classe de resistência C35 é de 0,164%. Além disso, o cálculo das armaduras principais também é realizado por meio dos coeficientes k_c e k_s , com formulações apresentadas nas Equações 6.12 e 6.13, respectivamente. Portanto, os valores das armaduras principais são resumidos na Tabela 38.

Tabela 38 - Dimensionamento das armaduras devido aos momentos em cada eixo da laje.

Item	$M_{xm,d}$	$M_{ym,d}$	$M_{xe,d}$	$M_{ye,d}$
d (cm)	12,5	12,5	14,5	14,5
b_w (cm)	100	100	100	100
k_c (cm²/kn)	5,36	4,98	3,58	2,91
β_c	0,12	0,13	0,18	0,22
x (cm)	1,44	1,57	2,54	3,19
k_s (cm²/kn)	0,024	0,024	0,025	0,025
A_s (cm²/m)	5,59	6,02	10,14	12,44
$A_{s,\min}$ (cm²/m)	1,37	1,37	2,38	2,38
$A_s > A_{s,\min}$	Ok	Ok	Ok	Ok
$\Phi_{nominal}$¹(mm)	8	8	12,5	12,5
s^2 (cm)	9	8	12	9,5
$A_{s,\text{adotada}}$ (cm²/m)	5,88	6,25	10,23	12,92

¹ Diâmetros inferiores ao diâmetro máximo dada pela equação $\Phi_{\max} = h/8 = 20 \text{ mm}$.

² Espaçamentos inferiores ao máximo calculado por $2h=32 \text{ cm}$ ou 20 cm .

Fonte: Autora (2021).

Com os valores de armaduras principais, pode-se calcular os valores de armadura mínima para cada eixo e localização, como apresentado na Tabela 39. As armaduras de distribuição são utilizadas no sentido perpendicular às armaduras negativas da laje.

Tabela 39 - Valores de armadura mínima.

Item	X _m	Y _m	X _e	Y _e
A _{s,mín} (cm ² /m)	-	-	2,38	2,38
A _{s,mín} (cm ² /m)	1,37	1,37	-	-
A _{s,distribuição,mín} (cm ² /m)	1,12	1,20	2,03	2,49
	1,03	1,03	1,19	1,19
	0,90	0,90	0,90	0,90

Fonte: Autora (2021).

Além disso, com os valores de armadura principal determinados e, escolhidos os diâmetros das barras de aço CA-50 em 8 e 12,5 mm, calculou-se os valores de espaçamento utilizando as Equações 6.28 (espaçamento entre barras, dado em cm), 6.29 (número de barras por metro) e 6.30 (área efetiva de barras). Os valores estão apresentados na Tabela 40.

$$s_{cal} = 100 \cdot \frac{a_{s,1\Phi}}{a_{s,cal}} \quad (6.28)$$

$$n_{barras,metro} = 100/s_{adotado} \quad (6.29)$$

$$a_{s,efe} = n_{barras,metro} \cdot a_{s,1\Phi} \quad (6.30)$$

Tabela 40 - Valores de espaçamento entre barras de armadura longitudinal.

Item	M _{xm,d}	M _{ym,d}	M _{xe,d}	M _{ye,d}	Unidade
Φ nominal	8	8	12,5	12,5	mm
s _{cal}	9	8	12	9,5	cm
a _{s,efe}	5,88	6,25	10,23	12,92	cm ² /m

Fonte: Autora (2021).

A verificação da força cortante em lajes com $b_w \geq 5d$ é realizada de acordo com o apresentado na NBR 6118:2014⁴³, adotando as Equações 6.31 e 6.32.

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (6.31)$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot p_1) \cdot b_w \cdot d] \quad (6.32)$$

⁴³Item 19.4 Força cortante em lajes e elementos lineares com $b_w \geq 5d$ da NBR 6118:2014.

Sendo V_{Rd1} a força resistente de cálculo a uma distância d da face do apoio, τ_{Rd} a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento, k o coeficiente relacionado a disposição da armadura, e ρ_1 a razão entre a área de armadura e a seção transversal útil do elemento.

O valor da força cortante solicitante máxima usada foi a V_{xd} com valor de cálculo igual a 189,61 kN/m. O valor dos parâmetros apresentados anteriormente, bem como o de V_{Rd1} são apresentados na Tabela 41.

Tabela 41 - Valores para verificação ao cisalhamento.

Item	Valor	Unidade
$V_{Sd,máx} = V_{xd}$	189,61	kN/m
V_{Rd1}	133,57	kN/m
τ_{Rd}	0,04	kN/cm ²
k	1,48	m
ρ_1	0,01	%
b_w	100	cm
d	14,5	cm
Verificação	Necessário estribos	-

Fonte: Autora (2021).

Como a verificação foi afirmativa para a necessidade de armadura transversal para força cortante, a NBR 6118:2014 sugere a realização dos cálculos de maneira similar às vigas. Portanto, verificou-se, inicialmente, a ruptura da diagonal comprimida de acordo com a Tabela 42.

Tabela 42 - Verificação da biela comprimida da laje.

Item	Valor	Unid.
$V_{Sd,máx}$	189,61	kN/m
α_{v2}	0,86	kN
f_{cd}	2,50	kN/cm ²
$V_{Rd,2}$	841,73	kN/m
Verificação	Não escorregá	-

Fonte: Autora (2021).

Em seguida determinou-se o valor da força cortante resistente mínima para determinação dos trechos de armadura mínima (Tabela 43).

Tabela 43 - Cálculo da cortante resistente mínima ($V_{Rd,mín}$).

Item	Valor	Unid.
$V_{Rd,mín}$	212,52	kN/m
$\rho_{sw,mín}$	0,1284%	%
V_c	139,63	kN/m
$V_{sw,mín}$	72,89	kN/m
Verificação	Toda laje mínima	-

Fonte: Autora (2021).

O valor da força cortante resistente mínima resultou superior ao valor da força cortante solicitante máxima. Portanto, toda a extensão da laje será armada com o valor mínimo de armadura transversal como apresentado na Tabela 44.

Tabela 44 - Dimensionamento da armadura transversal.

Item	Valor	Unid.
$A_{sw}/n.s$	6,42	cm ² /m
Φt mín	5,00	mm
Φt máx	100,00	mm
$A_{s,barra\ de\ 10}$	0,79	cm ²
$s_{calc,inicial}$	12,23	cm
$s_{adotado,inicial}$	12,00	cm
$A_{sw,final}/n.s$	6,54	cm ² /m
n, estribos	154,00	estribos

Fonte: Autora (2021).

O projeto desenvolvido neste trabalho tem como fim comparar projetos executados em períodos distintos. Caso o projeto fosse executado, como comentado no início do item 6.4.2., seriam escolhidas dimensões de elementos mais otimizadas em relação aos resultados de esforços solicitantes. Para as lajes, recomendar-se-ia a utilização de altura igual a 25 cm para que não houvesse a necessidade de armaduras transversais devido a diminuição dos valores de esforços de força cortante. Os cálculos apresentando a diferença nos resultados e justificando a adoção de 25 cm de altura para a laje do vão 3,

se encontram no item D.5 do Anexo D deste trabalho. O detalhamento final da laje é apresentado no Anexo H (Folha 4).

CAPÍTULO 7

COMPARAÇÃO ENTRE PROJETOS

7.1. Evolução dos textos normativos

Para a elaboração de um projeto de ponte rodoviária, é recomendada a utilização das normas para o cálculo e execução de obras de concreto armado e de determinação de cargas móveis em pontes rodoviárias. Desde o começo da elaboração do projeto da Ponte do Limão, as normas que contemplam esses escopos sofreram diversas atualizações até o ano de 2021. Isso ocorre por conta de evoluções nas áreas do conhecimento e avanço das tecnologias utilizadas no processo de cálculo e dimensionamento das estruturas. Dessa forma, serão apresentadas comparações entre as normas NB-1/1943, NBR 6118:1980 e NBR 6118:2014 para avaliar a evolução dos critérios quantitativamente e qualitativamente por meio da comparação entre o projeto original e os valores de projeto atual, cujo dimensionamento foi apresentado anteriormente.

7.1.1. Comparação entre as normas

Como apresentado nos capítulos anteriores, a NBR 6118:2014 é o resultado de quatro atualizações desde a NB-1/1943 (Figura 80).

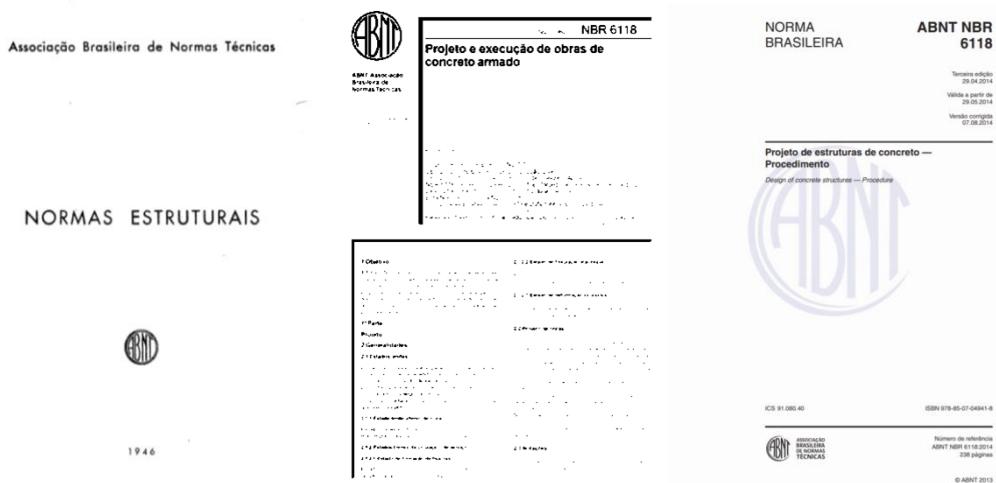


Figura 80 - (a) Capa dos textos na NB-1/1943; (b) Capa do texto da NBR 6118:1980; (c) Capa do texto da atual NBR 6118:2014.

Fonte: (a) Palestra ABNT NBR 6118 – Evolução, tendências e desafios. (b) Acervo Target (2021).

Na introdução do documento da NB-1/1943, é descrito, sucintamente, o histórico de seis normas: NB-1 e NB-2, aprovadas em 1940 e 1941, respectivamente, e atualizadas em 1943; e as NB-4, NB-5, NB-6 e NB-7 que foram publicadas em 1943 como “Normas de Emergência” devido ao processo que foram adotadas e justificadas pela situação que o país atravessada no período. Em 1943, as quatro normas emergenciais perderam esse caráter e se tornaram normas brasileiras. Para o projeto de pontes da época, eram utilizadas a NB-1, NB-2 e NB-6, que são intituladas, respectivamente, como: Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado, Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado, e Carga móvel em Pontes Rodoviárias.

A NB-1/1943 apresentava apenas sete capítulos: generalidades, esforços solicitantes, esforços resistentes, disposições construtivas, execução de obras, materiais e tensões admissíveis. A seguinte atualização aconteceu 20 anos após a publicação do primeiro texto, surgindo assim a NB-1/1960, publicada em cooperação com o CEB, que apresentou novos conceitos como a introdução da resistência característica à compressão (f_{ck}).

Em 1978, a atualização resultou na NBR 6118:1980 que adicionou as análises dos efeitos locais de 2^a ordem nas estruturas. O texto sofreu uma nova atualização somente após 25 anos, passando de 53 para 221 páginas e contando com o auxílio de diversos nomes de prestígio na área da engenharia civil da época. Essa atualização – NBR 6118:2003 – apresentou novos tópicos como: estruturas em concreto simples, armado e protendido; requisitos de qualidade; durabilidade; análise estrutural; efeitos globais de 2^a ordem; punção com momento fletor; e elementos especiais.

Em 2014 ocorreu a última atualização da norma, a NBR 6118:2014. Essa atualização trouxe novos tópicos como:

- Elaboração de projetos e dimensionamento de estruturas em concreto com classe de resistência até C90 (grupo II de resistência);
- Mecanismos de deterioração do concreto, como lixiviação, expansão por sulfato e reação álcali-agregado;
- Cobrimentos de acordo com a classe de agressividade ambiental;
- Alteração do cálculo do módulo de elasticidade inicial e secante, que atualmente são calculados em função do tipo de agregado graúdo;
- Coeficiente de rugosidade das barras de aço η_b ;
- Comprimento de ancoragem básico l_b ;

- Imperfeições geométricas globais;
- Tabela de armadura de flexão mínima e valores mínimos de armadura de pele; entre outros.

Essas e outras atualizações de cada norma, assim como as comparações entre os critérios apresentados, estão presentes nas Tabelas 45 a 48.

Tabela 45 - Propriedades do concreto e esforços resistentes da estrutura.

	NB-1/1943	NBR 6118/1980	NBR 6118:2014
Mísula	Desconsideradas para inclinações menores que 1:3	Desconsideradas para inclinações menores que 1:3	Desconsideradas para inclinações menores que 1:2
Vão teórico das lajes	Distância entre centro de apoios	Distância entre centro de apoios	Vão acrescido do menor entre centro de apoio ou 0,3h
Vão teórico das vigas	Distância entre centro de apoios	Distância entre centro de apoios	Vão acrescido do menor entre centro de apoio ou 0,3h
Vigas de seção T	B<= (0,5b ₂ ; 0,25a; 0,5b+c<3d)	B1 (interno) ≤ (0,10a; 8h _f ; 0,5 b ₂) B3 (externo) ≤ (0,10a; 6h _f)	B1 (interno) ≤ (0,5b ₂ ; 0,1a) B3 (externo) ≤ (b ₄ ; 0,1a)
Resistência características à compressão	> 4 MPa ¹	> 9 MPa	> 20 MPa
Módulo de elasticidade	E _c =0,1E _s	E _c =6600 (f _{cj}) ^{0,5} , f _{cj} =f _{ck} +3,5 E _s =210000 MPa	E _{cs} = α _i E _{ci} E _{ci} = α _E 5600 (f _{ck}) ^{0,5} E _s = 210000 MPa
Tensão de cisalhamento	τ = Q/bz, sendo z o braço de alavanca entre tensões	τ _{wd} =V _d /b _{wd} , sendo d a altura útil	τ _{sd} =F _{sd} /ud, sendo u o perímetro, d a altura útil

¹ Na época da publicação da NB-1, utilizava-se o conceito de tensões admissíveis e não de resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}).

Fonte: Autora (2021).

Tabela 46 - Seção transversal da armadura e espaçamentos.

	NB-1/1943	NBR 6118/1980	NBR 6118:2014
Armadura na mesa T	> 1,5 cm ² /m perpendicular a viga	> 1,5 cm ² /m perpendicular a viga 0,25% da seção	> 1,5 cm ² /m perpendicular a viga
Armadura de tração nas vigas	0,25% da seção transversal	transversal (CA-25 ou 32) e 0,15% (CA-50 ou 60)	0,15% da seção transversal
CG armadura de tração nas vigas	< 6% da altura útil	< 5% da altura útil	< 10% da altura total
Armadura longitudinal de pilar	Entre 0,8e 6% da seção transversal	Entre 0,8e 6% da seção transversal	Entre 0,4 e 8% da seção transversal
Espaçamento de barras em lajes	Na região dos maiores momentos, s<20 cm	Na região dos maiores momentos, s<20 cm	s<2h ou 20 cm.
Espaçamento de barras em vigas	s>12 mm ou Φ da barra	s>(20mm, Φ da barra ou 1,2 Φ do agregado graúdo)	s>(20mm, Φ da barra ou 1,2 Φ do agregado graúdo)
Espaçamento de barras em pilares	-	s< 40 cm	s>(20mm, Φ da barra ou 1,2 Φ do agregado graúdo)
Espaçamento de estribos em lajes	-	-	-
Espaçamento de estribos em vigas	s< 0,5h ou 30 cm	s< 0,5d ou 30 cm	V _d ≤ 0,67 V _{Rd2} , s _{máx} =0,6d ≤ 300 mm V _d >0,67 V _{Rd2} , s _{máx} =0,3d≤200 mm
Espaçamento de estribos em pilares	s< menor dimensão da seção transversal ou 30 cm	-	s< 200mm, menor dimensão da seção, 24 Φ para CA-25 ou 12 Φ para CA-50.
Dobramento das barras	Ganchos semicirculares com ponta reta > 4Φ	Ganchos semicirculares com ponta reta > 2 Φ, ângulo de 45° com ponta reta > 4 Φ, ângulo reto com ponta reta > 8 Φ	Ganchos semicirculares, ângulo de 45, ângulo reto com ponta reta > 5 Φ

Fonte: Autora (2021).

Tabela 47 - Proteção dos elementos estruturais.

	NB-1/1943	NBR 6118/1980	NBR 6118:2014
Cobrimento em vigas	> 1,5 cm ¹	>2,5 cm	> 4 cm
Cobrimento em pilares	> 2 cm	> 2,5 cm	> 4 cm
Cobrimento em lajes	> 2 cm	> 2,5 cm	> 3,5 cm

¹Se a tensão da armadura de tração passar de 15 kN/cm² ou a estrutura estiver exposta a agentes externos, como ácidos, álcalis, águas agressivas e gases nocivos, por exemplo medidas especiais devem ser tomadas.

Fonte: Autora (2021).

Tabela 48 - Dimensões externas dos elementos estruturais.

	NB-1/1943	NBR 6118/1980	NBR 6118:2014
Espessura de lajes	> 12 cm	> 12 cm	> 12 cm
Extensão dos apoios	Maior que a espessura da laje	Maior que a espessura no meio do vão e > 7 cm.	-
Altura útil de lajes	> 3% do vão teórico em lajes não contínuas; > 2,5% em lajes engastadas	-	-
Largura de vigas	> 8 cm	> 8 cm	> 12 cm
Dimensões dos pilares	> 20 cm ou 1/25 da altura	> 20 cm ou 1/25 da altura	> 19 cm ¹

¹Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na Tabela 13.1 e na Seção 11 da norma. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Fonte: Autora (2021).

Dessa forma, as comparações entre os projetos são apresentadas a seguir.

7.2. Dimensões de projeto

Atualmente, para definição dos espaçamentos entre longarinas, é comum o uso, como referência, de projetos similares. É possível também realizar uma estimativa, de acordo com Thomaz (s.d.)⁴⁴, que define que o espaçamento transversal (A) deve ser calculado

⁴⁴Disponível em: <http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/pontes/premold01.pdf>. Acesso em 6 de outubro de 2021.

em função de uma fração do vão livre das longarinas (L) acrescido de 2 metros (Equação 7.1). Dessa forma, para o vão 3 (vão crítico) é determinado um espaçamento transversal da ordem de 2,52 metros. Além disso, segundo Araújo *et al.* (2005), as longarinas geralmente apresentam espaçamentos da ordem de 2 a 3 metros.

$$A \leq 0,028 \times L + 2 \text{ (m)} \quad (7.1)$$

O vão 3 da Ponte do Limão apresenta espaçamentos transversais entre 3,45 e 3,5 metros, sendo esses valores próximos aos apresentados como referência. A diferença pode ser justificada pelo uso de seções transversais mais robustas que garantem esse aumento entre vigas longarinas.

A NBR 7187:2003, que versa sobre o procedimento de projetos de pontes de concreto armado e de concreto protendido, apresenta algumas disposições construtivas, como o caso das dimensões das peças. Para lajes maciças, diferente do apresentado na NBR 6118:2014, a espessura deve respeitar o valor mínimo de 15 cm, considerando tráfego rodoviário. As vigas e as nervuras das vigas de seção T concretadas no local, não devem ter largura de alma menor de 20 cm.

Para se determinar a altura da seção T dos tabuleiros de pontes, atualmente pode-se utilizar o pré-dimensionamento a partir dos índices de esbeltez para sistemas estruturais com vigas simplesmente apoiadas, indicadas por Martinelli (1971). Dessa forma, considerando estruturas rodoviárias em concreto armado e os vãos da ponte analisada, o índice de esbeltez da seção se encontra entre 10 a 15. As alturas encontradas são mostradas na Tabela 49 que compara os valores calculados com os valores utilizados no projeto original da ponte. Apenas para fins de comparação, realizou-se a verificação nas vigas contínuas.

É possível verificar alguns critérios de projeto adotados no dimensionamento das seções do projeto original. Os vãos de menor dimensão apresentam as maiores diferenças entre o pré-dimensionamento atual e suas seções no projeto original. Na construção civil, é comum a padronização de elementos estruturais pela facilidade na execução e garantia da segurança, podendo ser essa a justificativa para a diferença entre esses elementos.

Tabela 49 - Cálculo de pré-dimensionamento da altura da seção e comparação com as dimensões do projeto original da ponte.

Vâo	$H_{seção}$	Antigo h_{menor}	h_{maior}	Atual $H_{real,máx}$	% diferença	
1	17,71	1,181	1,771	1,8	1,6%	
2	6,10	0,407	0,610	1,0	39%	
3	18,86	1,257	1,886	1,8	-5%	
4	5,60	0,373	0,560	1,0	44%	
5	18,38	1,225	1,838	1,8	-2%	
6	20,80	1,387	2,080	1,8	-16%	
7	20,80	1,387	2,080	1,8	-16%	
8	18,38	1,225	1,838	1,8	-2%	
9	5,60	0,373	0,560	1,0	44%	
10	10,78	0,719	1,078	1,1	2%	
11	10,60	0,707	1,060	1,1	4%	
12	10,60	0,707	1,060	1,1	4%	
13	10,78	0,719	1,078	1,1	2%	
14	6,10	0,407	0,610	1,0	39%	
15	17,71	1,181	1,771	1,8	1,6%	

Fonte: Autora (2021).

Os menores vãos, devido às menores dimensões de seção transversal e comprimento, possuem menores esforços de ações permanentes e, como essa ação é uma grande parcela nos totais dos esforços solicitantes, isso significa possibilidade de seções transversais menores. Porém, pela padronização, esses elementos foram dimensionados com seções transversais maiores, que resultaram em valores elevados de peso próprio para a pequena parcela de estrutura. Com isso, exigiu-se um maior consumo de concreto e aço para a construção da seção transversal solicitada no projeto original.

Além da altura da seção, a NBR 6118:2014 recomenda a largura de alma mínima de 20 cm para vigas em pontes rodoviárias. A Figura 81 indica a porcentagem superior a 20 cm das bases das vigas longarinas de maior dimensão em cada vão, que podem ser justificadas pelo mesmo argumento apresentado para a altura da seção das vigas. Pode-se verificar que todos os vãos apresentam larguras de base superiores aos valores mínimos da norma vigente. A utilização de materiais com propriedades inferiores aos atualmente utilizados, pode ser considerado como os motivos da utilização de seções mais largas antigamente. Hoje em dia, com materiais mais tecnológicos e com melhores propriedades, é possível vencer vãos de grandes dimensões com a seção mínima de 20 cm.

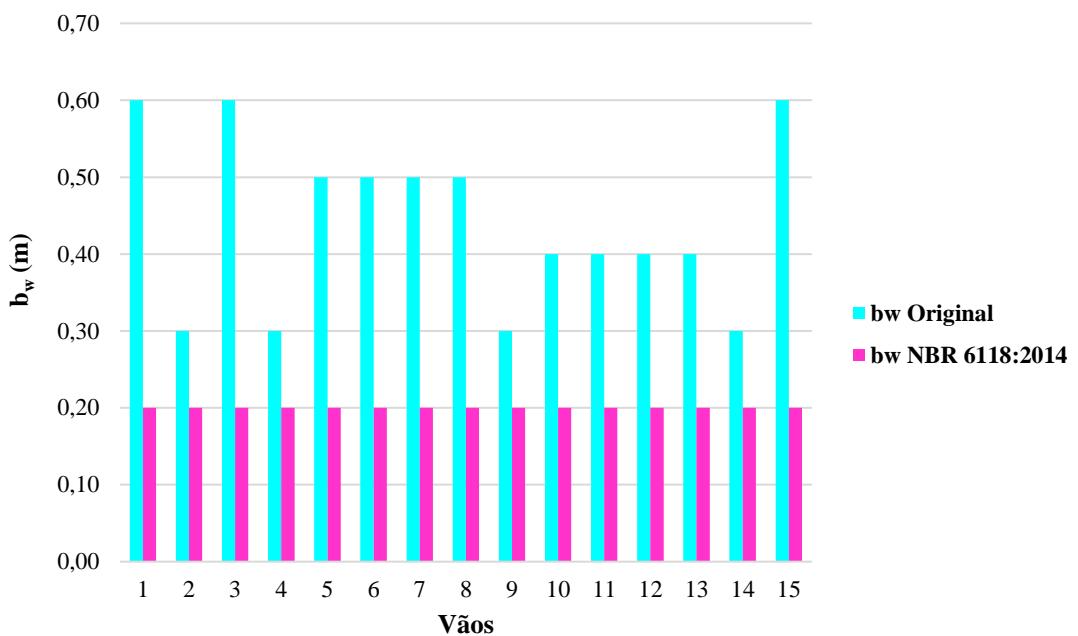


Figura 81 - Comparação das bases das vigas longarinas de maior dimensão em cada vão com a valor mínimo de 0,2 m sugerido por norma.

Fonte: Autora (2021).

Por fim, é possível analisar a distribuição dos vãos da ponte por conta dos dois tipos de configuração presentes na estrutura: vigas simplesmente apoiadas e vigas contínuas. Para esses dois tipos, existem algumas diretrizes que podem ser seguidas a respeito do tamanho dos vãos para cada caso. No caso das vigas simplesmente apoiadas o vão é dado pelo comprimento das vigas longarinas. Já no caso das vigas contínuas (presentes nos vãos de 5 a 8 e de 10 a 13), os vãos extremos de cada viga (5, 8, 10 e 13) devem possuir comprimento cerca de 20% menor que os vãos internos.

Segundo El Debs e Takeya (2010), essa proporção é utilizada para que os máximos momentos fletores sejam aproximadamente iguais, resultando, assim, em uma melhor distribuição das solicitações. Além disso, é recomendada a utilização de comprimento total máxima de viga contínua igual a 100 metros, pois comprimentos muito elevados podem provocar variações volumétricas importantes, gerando tensões indesejáveis. A proporção entre os vãos das vigas contínuas da ponte e os seus comprimentos totais estão presentes na Tabela 50.

Tabela 50 - Proporção entre os vãos e comprimentos totais das vigas contínuas.

Vão	Comprimento do vazio (m)	% do vazio	Comprimento total da viga (m)
5	18,38	88%	78,36
6	20,80	100%	
7	20,80	100%	
8	18,38	88%	42,76
10	10,78	102%	
11	10,60	100%	
12	10,60	100%	
13	10,78	102%	

Fonte: Autora (2021).

7.3. Valores de esforços solicitantes

7.3.1. Ações permanentes

As ações permanentes correspondem basicamente ao peso próprio dos elementos presentes da seção de análise. Da época do projeto da Ponte do Limão, não se encontrou nenhuma definição a respeito do peso próprio dos elementos em concreto armado. Entretanto, um roteiro de cálculo⁴⁵ elaborado pelo Prof. Antônio Carlos de Areais Neto em 1977, para suas aulas no Instituto Militar de Engenharia, indica o peso próprio do concreto armado em 24 kN/m³ e do asfalto em 22 kN/m³. Diferente dos valores considerados atualmente de 25 kN/m³ para o concreto armado e 24 kN/m³ para o asfalto, os valores indicados pelo Prof. Areais Neto resultam em ações, no mínimo, 7% inferiores aos valores calculados com os parâmetros atuais.

Com isso, pode-se verificar, de maneira simplificada, a diferença nas considerações de cargas permanentes dos dois projetos (Figura 82). Os valores apresentados na figura foram calculados como mostrado no Anexo E deste trabalho.

⁴⁵Disponível em: http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/pontes/profic1977_capII_parte1.pdf. Acesso em 7 de novembro de 2021.

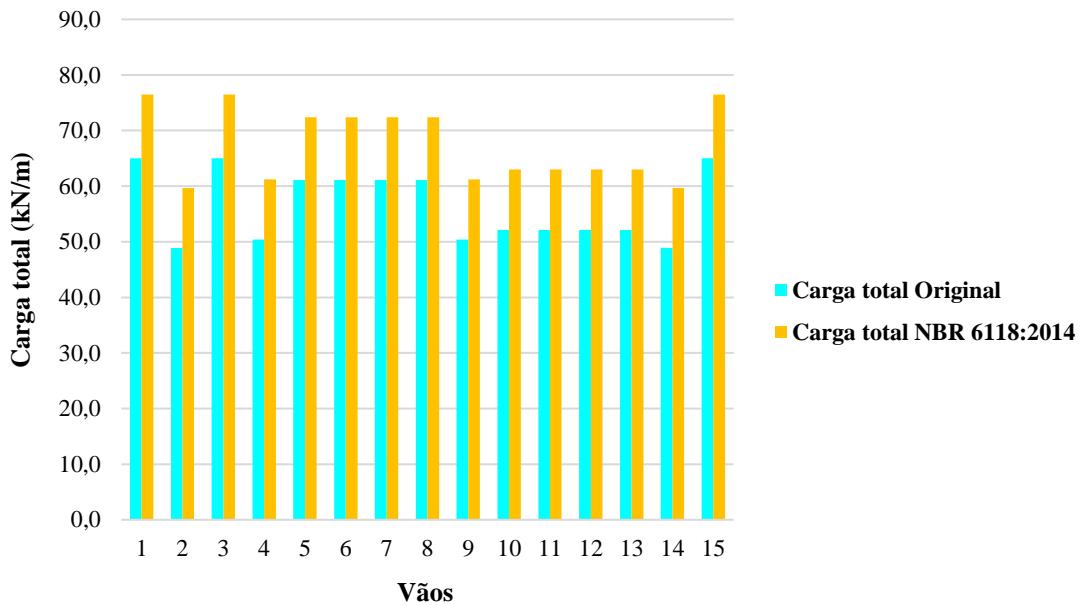


Figura 82 - Comparação entre os valores de ações permanentes de 1977 e 2021, em kN/m.

Fonte: Autora (2021).

A partir dos dados da Figura 82, é possível assumir, de maneira generalizada, que houve um acréscimo de 20% nos valores das ações permanentes, em média. Porém, considerando apenas os elementos que sofreram alterações com o tempo, como o asfalto e as barreiras, o acréscimo de ação permanente resulta entre 14 e 18%, resultando em um valor ainda considerável de acréscimo.

7.3.2. Ações móveis

Os carregamentos móveis em pontes apareceram nos textos normativos pela primeira vez em 1943 por meio da NB-6 intitulada de “Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre”. Antes desse ano, cada entidade adotava um determinado carregamento para considerar as cargas móveis. O primeiro trem-tipo (Figura 831) foi inspirado nos veículos sugeridos pela norma DIN (*Deutsches Institut für Normung* – traduzido para o português como Instituto Alemão para Normatização). A composição era feita a partir de um compressor (24 toneladas), um caminhão (de 6 a 9 toneladas, dependendo do tipo de rodovia) e uma carga distribuída que representava a presença dos veículos de pequeno porte.

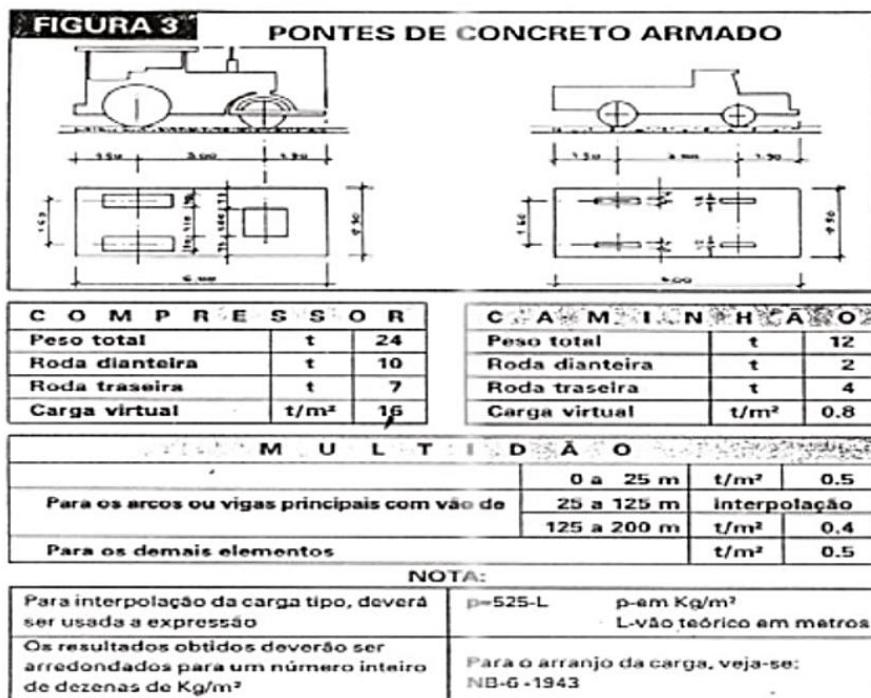


Figura 83 - Compressor e caminhão utilizado na NB-6/1943.

Fonte: IBRACON, 2015⁴⁶.

A classificação⁴⁷ das pontes rodoviárias para escolha do tipo do compressor e do caminhão era feita da seguinte forma:

- Classe I: Pontes situadas em estradas-tronco federais e estaduais ou nas estradas principais de ligação entre esses troncos;
- Classe II: Pontes situadas em estradas de ligação secundárias, mas em que, atendendo a circunstâncias especiais do local, haja conveniência em se prever a passagem de veículos pesados;
- Classe III: Pontes situadas em estradas de ligação secundárias não incluídas na classe II.

No período de projeto e construção da Ponte do Limão, ainda não existia propriamente a Marginal Tietê. O conjunto de avenidas e rodovia foi inaugurado apenas em 1957 e ampliado em 2010. Dessa forma, é possível a escolha da classe III para as pontes da região das marginais na década de 1940. O trem-tipo dessa classe é composto de carga de

⁴⁶Disponível em: http://ibraccon.org.br/site_revista/concreto_construcoes/ebook/edicao80/files/assets/basic-html/index.html#123. Acesso em: 7 de novembro de 2021.

⁴⁷ Disponível em http://www.deecc.ufc.br/Download/TB803_Pontes%20I/Nova%20NBR7188.pdf.

multidão igual a 4 kN/m², de um compressor do tipo A (Tabela 51) e de tantos caminhões do tipo A (Tabela 52) quantas forem as faixas de tráfego, menos uma⁴⁸.

Tabela 51 - Tipos de compressores em função da classificação da NB-6/1943.

Compressores	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Unidades
Peso total	7	16	24	tf
Peso da roda dianteira	5	7	10	tf
Peso da roda traseira	1	5	7	tf
Largura da roda dianteira	1	1	1	m
Largura da roda traseira	10	40	50	cm
Distância entre os eixos dianteiro e traseiro	3	3	3	m
Distância entre os meios das rodas traseiras	160	160	160	cm

Fonte: ABNT (1943).

Tabela 52 - Tipos de caminhões em função da classificação da NB-6/1943.

Caminhões	Tipo A	Tipo B	Unidades
Peso total	6	9	tf
Peso da roda dianteira	750	1500	tf
Peso da roda traseira	2250	3000	tf
Largura da roda dianteira	8	12	m
Largura da roda traseira	18	24	cm
Distância entre os eixos dianteiro e traseiro	3	3	m
Distância entre os meios das rodas traseiras	160	160	cm

Fonte: ABNT (1943).

Com a composição do trem-tipo definida, foi possível calcular os valores do trem-tipo na longarina 1 do vão 3, como realizado no Capítulo 6 deste trabalho. Na Figura 84, é possível identificar a composição determinada para a análise. Os veículos foram representados como retângulos sendo: retângulo rosa para o rolo compressor e o verde para os caminhões.

⁴⁸ A NB-6/1943 apresenta as seguintes restrições: nunca se colocará mais de um veículo sobre cada faixa de tráfego, nem em posição que dê lugar a afastamento de menos de 2,5 m entre eixos longitudinais de dois veículos.

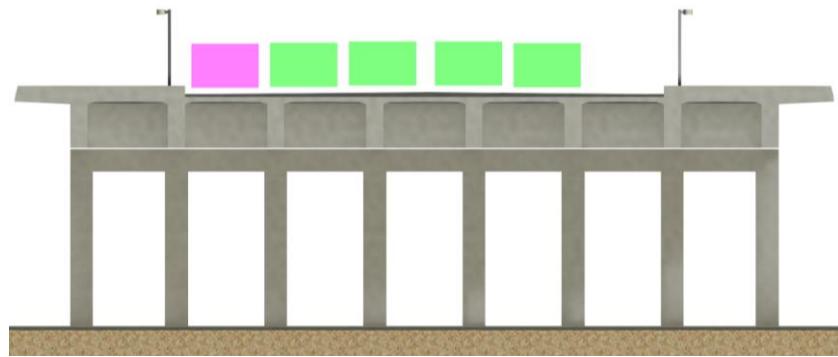


Figura 84 - Disposição dos veículos da composição para o cálculo do trem-tipo.

Fonte: Autora (2021).

Para o cálculo dos esforços, pode-se utilizar o novamente o processo de Engesser-Courbon, levando em consideração que o processo foi elaborado na década de 1940 (ALVES, 2014). Porém, o método atual considera coeficientes de ponderação nas cargas móveis, que foram desenvolvidos a partir da década de 1960. Portanto, para essa análise, considerou-se os coeficientes de ponderação de cargas móveis já atribuídos aos valores de carga do trem-tipo. Dessa forma, o cálculo do trem-tipo é apresentado na Tabela 53.

Tabela 53 - Cálculo do trem-tipo para Classe III por Engesser-Courbon.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
q_2	-0,024	-0,017	-0,010	-0,003	0,003	0,010	0,017	0,024
Início LI	0,469	0,372	0,273	0,174	0,076	-0,023	-0,122	-0,219
Fim LI	-0,219	-0,122	-0,023	0,076	0,174	0,273	0,372	0,469
S1 - Rodas dianteiras								
Q1 (x1)	14,806	12,393	9,931	5,559	5,559	9,931	12,393	14,81
Q2 (x8)	7,60	7,16	7,90	3,10	3,10	7,90	7,16	7,60
q2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q2 passeio	8,59	6,93	5,26	3,20	3,20	5,26	6,93	8,59
q1	8,93	8,48	8,15	3,32	3,32	8,15	8,48	8,93
q1 passeio	8,59	6,93	5,26	3,20	3,20	5,26	6,93	8,59
Soma x	512,06							
S2 - Rodas traseiras								
Q1 (x2)	5,89	4,96	3,97	2,22	2,22	3,97	4,96	5,89
Q2 (x8)	22,81	21,49	23,71	9,31	9,31	23,71	21,49	22,81
q2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q2 passeio	8,59	6,93	5,26	3,20	3,20	5,26	6,93	8,59
q1	8,93	8,48	8,15	3,32	3,32	8,15	8,48	8,93
q1 passeio	8,59	6,93	5,26	3,20	3,20	5,26	6,93	8,59
Soma x	512,06							

Fonte: Autora (2021).

A partir desse cálculo, pode-se comparar os valores do trem-tipo de 1943 com os valores do trem-tipo da longarina 1 (baseado no TB-450) de 2014, como visto na Tabela 54.

Tabela 54 - Comparação entre valores de trem-tipo calculados com os textos normativos de 1943 e 2014.

Item	1943		2014	1943	2014	1943	2014
	Rodas traseiras (kN)	Rodas dianteiras (kN)		Rodas (kN)	$q_2=q_1$ passeio (kN/m)	q_1 (kN/m)	
Long 1	28,7	22,4	43,3	8,6	6,4	8,9	10,7
Long 2	26,4	19,6	36,4	6,9	5,2	8,5	10,1
Long 3	27,7	17,8	29,3	5,3	4,1	8,2	10,1
Long 4	11,5	8,7	19,6	3,2	4,0	3,3	7,6
Long 5	11,5	8,7	19,6	3,2	4,0	3,3	7,6
Long 6	27,7	17,8	29,3	5,3	4,1	8,2	10,1
Long 7	26,4	19,6	36,4	6,9	5,2	8,5	10,1
Long 8	28,7	22,4	43,3	8,6	6,4	8,9	10,7

Fonte: Autora (2021).

Analizando os dados da Tabela 54, é possível perceber que os valores calculados com as normas vigentes se tornaram mais conservadores. Os valores das cargas concentradas nas rodas, considerando a longarina 1, aumentaram cerca de 1,5 vezes em relação a roda traseira de 1943, e quase 2 vezes em relação a roda dianteira. Dessa forma, por mais que a composição dos veículos da NB-6 seja maior, em quantidade de veículos, a composição utilizada pela atual norma possui as maiores cargas, o que corresponde com a atualidade. Nos dias de hoje, o peso e o fluxo de veículos que cruzam a ponte aumentaram significativamente, como explicado no Capítulo 2 deste trabalho.

7.3.3. Esforços de solicitantes

7.3.3.1. Esforços de momentos fletores na longarina

A análise dos esforços devido ao trem-tipo da NB-6 foi realizada no FTOOL, como na análise de acordo com a norma vigente. Inicialmente, o valor de q_2 foi deixado nulo pela falta de informação a respeito de sua presença nas análises. Posteriormente, decidiu-se

considerar o valor de q_2 nas posições entre os veículos considerados na seção transversal (Figura 84). Para a longarina 1, o valor de q_2 resultou em 0,64 kN/m. Com isso, pode-se realizar a análise com o auxílio do programa e comparar os valores brutos (Tabela 55) e combinados de esforços de momento fletor, por exemplo.

Tabela 55 - Valores absolutos de momentos fletores de acordo com as normas: NB-1/1943 e NBR 6118:2014.

Seções (m)	M _{perm} (kN.m)		M _{móvel} (kN.m)		M _{passeio} (kN.m)	
	2014	1943	2014	1943	2014	1943
0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,25	211,5	183,3	73,4	76,0	15,0	20,0
3,31	2192,4	1887,2	787,2	813,0	165,8	221,0
6,37	3418,2	2945,3	963,9	1241,6	256,2	341,7
9,43	3795,8	3268,1	1083,7	1368,0	286,4	382,0
12,49	3418,2	2945,3	963,9	1244,3	256,2	341,7
15,55	2192,4	1887,2	787,2	813,0	165,8	221,0
18,608	211,5	183,3	73,4	76,0	15,0	20,0
18,86	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fonte: Autora (2021).

Verifica-se que a diminuição do peso próprio do concreto no projeto original, é compensada pelo aumento nos valores dos esforços das cargas móveis. Comparando os resultados, os valores atuais resultaram cerca de 14% inferiores, no caso das ações móveis nas faixas de rolamento, e 33% inferiores, no caso das ações móveis no passeio. Caso o peso próprio fosse considerado como atualmente no projeto original, os esforços solicitantes nos elementos estruturais seriam consideravelmente mais elevados e necessitariam de estruturas ainda mais robustas.

Para a determinação dos esforços de cálculo, de acordo com a NB-6/1943, os coeficientes de ponderação das ações permanentes e móveis eram dados por 1,65 e 2,00⁴⁹, respectivamente. Atualmente, a NBR 6118:2014 sugere a utilização de 1,35 e 1,50 para os mesmos coeficientes. Com esses valores, calculou-se os esforços de momento fletor de cálculo e os resultados são apresentados na Figura 85. Os valores de esforços de momentos fletores solicitantes estão discretizados no Anexo F deste trabalho.

⁴⁹ Disponível em: <http://www.abpe.org.br/trabalhos2021/ID_149.pdf>. Acesso em: 10 nov. 2021.

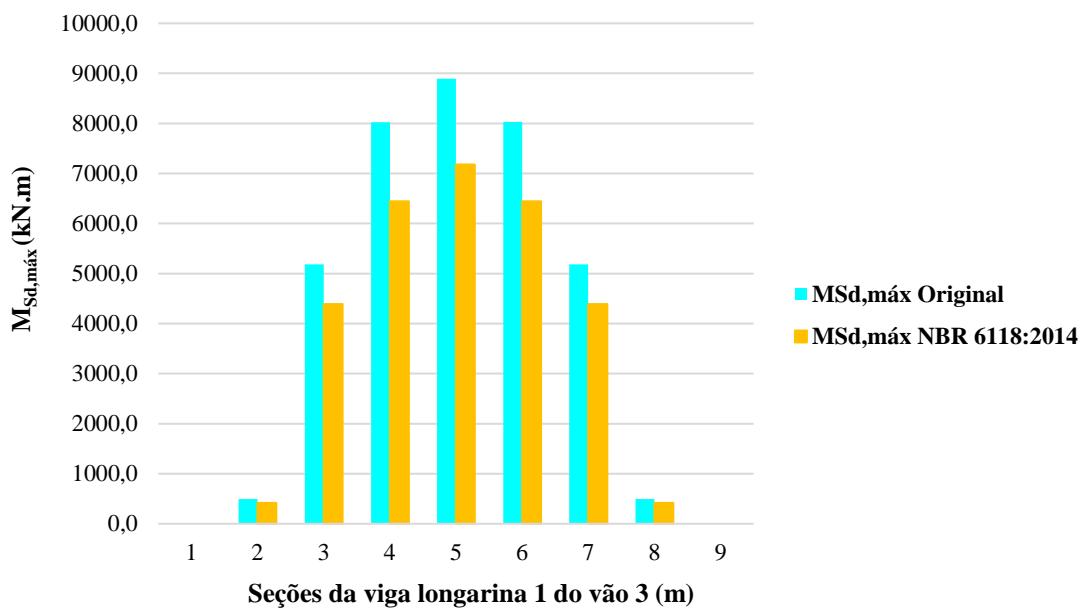


Figura 85 - Comparação entre momentos solicitantes máximos.

Fonte: Autora (2021).

A partir da combinação, é possível verificar a justificativa da grande diferença nas seções transversais dos elementos. O momento fletor de cálculo, dimensionado com a NB-6/1943, chega a ser 25% superior ao momento no meio do vão de acordo com a norma vigente, o que representa mais de 1500 kN.m. de diferença. As seções 1 e 9 não apresentam valores pois o valor de momento é nulo nos apoios pela longarina 1 ser bi-apoiada.

7.3.3.2. Esforços de momentos fletores na transversina

Como apresentado no item 6.4.2. deste trabalho, a representação do esquema estrutural real da transversina é complexa. Para levar em conta os efeitos de deformação nas transversinas, devido as cargas móveis, a antiga NB-2/1961, texto mais próximo da data do projeto original, recomendava um procedimento simplificado no qual os esforços na transversina eram calculados considerando-a como se fosse simplesmente apoiada, e acrescentando momentos fletores positivos e negativos nas suas extremidades (EL DEBS; TAKEYA, 2010), conforme Figura 86.

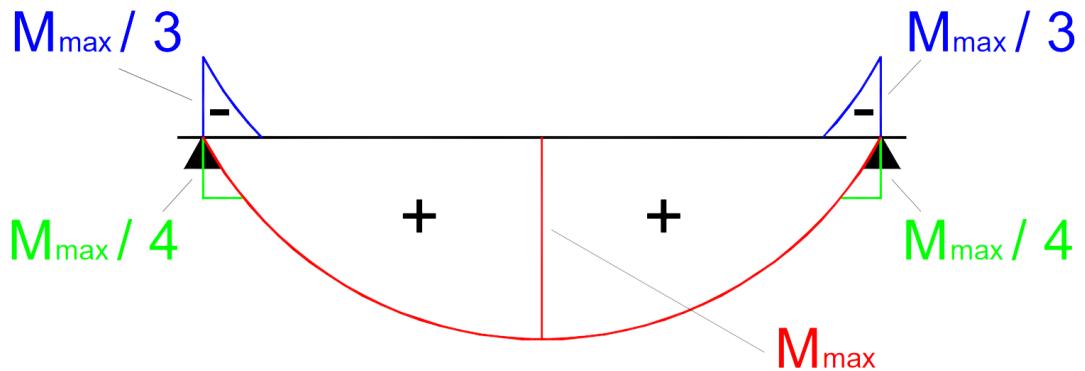


Figura 86 - Cálculo simplificado da transversina conforme NB-2/1961.

Fonte: El Debs e Takeya (2010).

A partir disso, considerou-se os tramos da viga transversina 1 do vão 3 simplesmente apoiados para verificação do cálculo, apresentado na Tabela 56.

Tabela 56 - Comparação entre valores de momentos em função do esquema estático adotado.

Transversina 1 = 7	V7_1	V7_2	V7_3	V7_4	V7_5	V7_6	V7_7
1960							
M_{máx} (kN.m)	212,8	222,6	224,6	226,1	224,6	222,6	212,8
M_{máx-, apoio, esq}(kN.m)	-71,5	-70,4	-71,0	-71,5	-71,0	-70,4	-71,5
M_{máx+, apoio, dir}(kN.m)	53,625	52,775	53,25	53,6	53,25	52,775	53,625
M_{máx-, apoio, esq}(kN.m)	-71,5	-70,4	-71,0	-71,5	-71,0	-70,4	-71,5
M_{máx+, apoio, dir}(kN.m)	53,625	52,775	53,25	53,6	53,25	52,775	53,625
2014							
M_{máx-, apoio, esq}(kN.m)	-42,3	-166	-272,5	-242,5	-272,5	-166	-42,3
M_{máx+, apoio, dir}(kN.m)	31,3	386	475,6	472,5	475,6	386	31,3
M_{máx-, apoio, esq}(kN.m)	-181,2	-294,7	-255,3	-242,5	-255,3	-294,7	-181,2
M_{máx+, apoio, dir}(kN.m)	396,3	488,6	477,8	472,5	477,8	488,6	396,3

Fonte: Autora (2021).

O cálculo considerando as rigidezes das longarinas resultam em valores cerca de cinco vezes maiores, na média, do que os valores calculados com o método simplificado. Sendo assim, um resultado mais real e a favor da segurança.

7.3.4. Verificação dos ELS e ELU

Para pontes, devido à ação das cargas móveis, é de extrema importância a realização dos cálculos de verificação dos Estados-Limites Últimos (ELU), relacionados ao colapso da estrutura. Além disso, visando o conforto do usuário e a durabilidade, aparência e boa utilização, é recomendado a verificação dos Estados-Limites de Serviço (ELS). Os cálculos foram realizados de acordo com os parâmetros da longarina 1 do vão 3.

7.3.4.1. Estados-limites de serviço (ELS)

A verificação desses estados foi feita a partir da verificação do estado-limite de formação de fissura e de aberturas de fissuras, ELS-F e ELS-W, respectivamente.

Quando em serviço, as estruturas de concreto se encontram comumente com pequenas fissuras. Para verificar se ocorre essa fissuração usual, é realizada a comparação entre o momento de fissuração (M_r , equação 7.2) e o momento solicitante calculado a partir da combinação rara de ações ($M_{Sd,rara}$).

$$M_r = \alpha \cdot f_{ctk,inf} \cdot \frac{I_c}{y_t} \quad (7.2)$$

Caso o momento solicitante seja superior ao de fissuração, a estrutura fissura e é necessária a verificação do ELS-W para determinar o limite de abertura dessas fissuras. Dessa forma, os valores da verificação são apresentados na Tabela 57.

Tabela 57 - Cálculo da verificação do ELS-F.

Item	Valor	Unid.
M_r	1327,3	kN.m
α	1,20	-
I_c	44304041,7	cm ⁴
$F_{ctk,inf}$	0,22	kN/cm ²
$M_{Sd,rara}$	5165,91	kN.m
Verificação	<i>Calcular abertura</i>	

Fonte: Autora (2021).

Como a verificação confirmou a formação de fissuras, a estrutura trabalha no estádio II (tensão de tração atingida), sendo necessário verificar quanto à abertura de fissuras. Esse parâmetro pode ser determinado por meio de duas equações (Equações 7.3 e 7.4) que resultam no valor característico da abertura (w_k).

$$w_k = \frac{\Phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot 3 \cdot \frac{\sigma_{si}}{f_{ct,m}} \quad (7.3)$$

$$w_k = \frac{\Phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (7.4)$$

Sendo, Φ_i o diâmetro da barra da região considerada, η_1 igual a 2,25 para barras nervuradas, σ_{si} a tensão de tração no centro de gravidade no estádio II da armadura considerada, E_{si} o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, $f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ e o ρ_{ri} é a taxa de armadura passiva aderente em relação a uma área da região de envolvimento.

Pelo cálculo ser realizado no estádio II, desconsidera-se a parte tracionada do concreto e pode-se adotar $\alpha_e = E_s/E_{cs}=15$, como sugerido pela NBR 6118:2014. Com isso, optou-se por determinar w_k pela Equação 7.3 e os resultados são mostrados na Tabela 58.

Tabela 58 - Cálculo da verificação do ELS-W.

Item	Valor	Unid.
w_k	0,025	cm
Φ_i	2,50	cm
η_1	2,25	-
$M_{Sd,freq}$	4480,86	kN.m
σ_{si}	24,95	kN/cm ²
E_{si}	21000	MPa
$f_{ct,m}$	0,32	kN/cm ²
x_{ii}	62,94	cm
I_{ii}	29845431,85	cm ⁴

Fonte: Autora (2021).

De acordo com a Tabela 13.4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função da classe de agressividade ambiental da NBR 6118:2014, para a classe de agressividade ambiental III considerada, o valor de w_k deve

ser inferior a 0,30 mm. Como visto na Tabela 58, o valor encontrado foi de 0,25 mm atendendo ao critério do ELS-W.

A fim de comparar os dois projetos em relação aos estados-limites de serviço (ELS-F e ELS-W), realizou-se os mesmos roteiros de cálculo para a viga longarina 1 do vão 3 da ponte de acordo com o projeto original. Para isso, considerou-se a resistência à compressão de 15 MPa, a utilização do aço CA-50 com diâmetro de 1 ½" e estribos de diâmetro de 10 mm. Os resultados para as verificações dos ELS-F e ELS-W são apresentados nas Tabelas 59 e 60, respectivamente.

Tabela 59 - Cálculo da verificação do ELS-F para o projeto original.

Item	Valor	Unid
M_r	754,51	kN.m
α	1,20	-
I_c	44304041,7	cm ⁴
$F_{ctk,inf}$	0,13	kN/cm ²
$M_{Sd,rara}$	5018,10	kN.m
Verificação	<i>Calcular abertura</i>	

Fonte: Autora (2021).

Tabela 60 - Cálculo da verificação do ELS-W para o projeto original.

Item	Valor	Unid.
w_k	0,016	cm
Φ_i	3,81	cm
η_1	2,25	-
$M_{Sd,freq}$	4143,10	kN.m
σ_{si}	12,36	kN/cm ²
E_{si}	21000,00	MPa
$f_{ct,m}$	0,18	kN/cm ²
x_{ii}	77,25	cm
I_{ii}	49185981,93	cm ⁴

Fonte: Autora (2021).

De acordo com a Tabela 60, é possível verificar que o valor encontrado de w_k é inferior ao limite sugerido pela norma, como apresentado anteriormente. Além disso, o valor é inferior ao calculado para o projeto elaborado com a norma vigente. Isso acontece pela redução no momento solicitante e no aumento da taxa de armadura em cerca de 1,6 vezes. Com isso, como os valores de abertura de fissuras são diretamente proporcionais a tensão de tração no centro de gravidade da armadura (σ_{si}), e essa é inversamente proporcional

a inércia no estádio II, os valores de abertura de fissuras resultam menores. A inércia no estádio II resulta em valores superiores devido ao aumento no valor da linha neutra, proporcional ao aumento da taxa de armadura.

7.3.4.2. Estados-limites últimos (ELU)

Pela entrada e saída de veículos da estrutura, a verificação do estado limite último para estruturas como as pontes é feita por meio da verificação da fadiga decorrente de força cortante, no concreto comprimido e na armadura longitudinal.

A fadiga é um fenômeno associado a ações dinâmicas repetidas, que pode ser entendido como um processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material submetido a oscilação de tensões de correntes dessas ações (ABNT, 2014). A combinação frequente de ações (Equação 6.11) varia para a verificação de cada elemento por meio do valor do fator de redução ψ_1 que, para pontes rodoviárias, varia de 0,5 para vigas, 0,7 para transversinas e 0,8 para lajes de tabuleiro. Entretanto, as verificações serão exemplificadas apenas para a viga longarina.

A verificação da fadiga decorrente de força cortante foi realizada na região de maior esforço na estrutura da viga, ou seja, nos apoios. Para isso, é verificada a diferença entre a tensão máxima e mínima na armadura transversal e o valor encontrado deve ser inferior a 85 MPa, de acordo com a Tabela 23.2 da NBR 6118:2014. Os valores da verificação para o projeto original e para o projeto calculado com a norma vigente são apresentados nas Tabelas 61 e 62.

Tabela 61 - Verificação da fadiga decorrente da força cortante para o projeto feito com a NBR 6118:2014.

Item	Valor	Unid.
$V_{sd,fad,máx}$	1035,01	kN
$V_{sd,fad,mín}$	855,40	kN
$V_c' = V_c$	468,01	kN
A_{sw}/s	13,09	cm ² /m
$\sigma_{sw,máx}$	26,74	kN/cm ²
$\sigma_{sw,mín}$	18,27	kN/cm ²
Δ	84,70	Ok

Fonte: Autora (2021).

Tabela 62 - Verificação da fadiga decorrente da força cortante para o projeto original.

Item	Valor	Unid.
$V_{Sd,fad,máx}$	936,60	kN
$V_{Sd,fad,mín}$	741,50	kN
$V_c = V_c'$	266,04	kN
A_{sw}/s	22,00	cm ² /m
$\sigma_{sw,máx}$	18,81	kN/cm ²
$\sigma_{sw,mín}$	13,34	kN/cm ²
Δ	54,74	Ok

Fonte: Autora (2021).

Para que fosse verificada a fadiga no projeto atual, foi necessário aumentar a taxa de armadura transversal na viga longarina de 3,39 cm²/m para 6,04 cm²/m e o espaçamento de 20 cm para 13 cm. O detalhamento da armadura transversal da longarina consta no Anexo H deste trabalho.

A verificação da fadiga do concreto comprimido é satisfeita pela Equação 7.5.

$$\eta_c \cdot \gamma_f \cdot \sigma_{c,máx} \leq f_{cd,fad} \quad (7.5)$$

Sendo $f_{cd,fad} = 0,45 f_{cd}$ e $\eta_c = \frac{1}{1,5-0,5(\frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}})}$, com σ_{c1} sendo o menor valor, em módulo, e o σ_{c2} o maior valor, também em módulo, de tensão de compressão. As tensões de compressão foram calculadas considerando o estádio II para os valores de profundidade de linha neutra e inércia da seção. Os valores encontrados para os dois projetos são apresentados nas Tabelas 63 e 64.

Novamente, é possível perceber a influência do elevado valor de taxa de armadura nas seções dos elementos estruturais do projeto original, como o caso da longarina 1 do vão 3 (Figura 87). Devido a elevada inércia da armadura, a inércia total da seção é elevada. Com isso, os valores de tensão são reduzidos por serem inversamente proporcionais à inércia da seção transversal.

Tabela 63 - Verificação da fadiga no concreto comprimido para o projeto feito com a NBR 6118:2014.

Item	Valor	Unid.
η_c	0,67	kN
σ_{c1}	0,45	kN/cm ²
σ_{c2}	-0,01	kN/cm ²
γ_f	1,00	-
$\sigma_{c,máx}$	0,45	kN/cm ²
$f_{cd,fad}$	1,125	kN/cm ²
x_{ii}	29,44	cm
I_{ii}	29254071,2	-
Verificação	Ok	cm ⁴

Fonte: Autora (2021).

Tabela 64 - Verificação da fadiga no concreto comprimido para o projeto original.

Item	Valor	Unid.
η_c	0,62	kN
σ_{c1}	0,38	kN/cm ²
σ_{c2}	0,08	kN/cm ²
γ_f	1,00	-
$\sigma_{c,máx}$	0,38	kN/cm ²
$f_{cd,fad}$	0,482	kN/cm ²
x_{ii}	38,02	cm
I_{ii}	41984528,4	-
Verificação	Ok	cm ⁴

Fonte: Autora (2021).

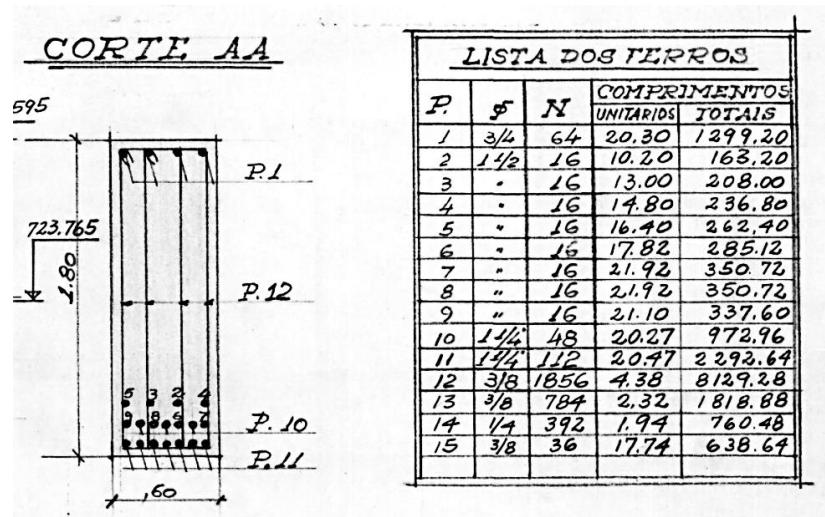


Figura 87 - Seção transversal da longarina 1 do projeto original.

Fonte: Secretaria Municipal de Infraestrutura e Obras (SIURB) pelo Arquivo Obras 003 (2021).

A verificação da fadiga na armadura longitudinal (Equação 7.6) é satisfeita se a diferença entre as tensões na armadura é inferior ao valor limite de 175 MPa, para barras retas ou dobradas com diâmetro de 25 mm, como é o caso do projeto calculado com a NBR 6118:2014, e de 90 MPa, para barras retas ou dobradas com diâmetro de 32 mm, como é o caso mais crítico do projeto original.

$$\Delta\sigma_{Ss} \cdot \gamma_f \leq \Delta f_{sd,fad} \quad (7.6)$$

Os valores encontrados são mostrados nas Tabelas 65 e 66.

Tabela 65 - Verificação da fadiga na armadura longitudinal para o projeto feito com a NBR 6118:2014.

Item	Valor	Unid.
$M_{sd,fad,máx}$	4480,86	kN.m
$M_{sd,fad,mín}$	3795,80	kN.m
$\sigma_{s,máx}$	22,10	kN/cm ²
$\sigma_{s,mín}$	18,72	kN/cm ²
$\Delta\sigma_s$	33,79	MPa
Verificação	Ok	-

Fonte: Autora (2021).

Tabela 66 - Verificação da fadiga na armadura longitudinal para o projeto original.

Item	Valor	Unid.
$M_{sd,fad,máx}$	4143,10	kN.m
$M_{sd,fad,mín}$	3268,10	kN.m
$\sigma_{s,máx}$	13,39	kN/cm ²
$\sigma_{s,mín}$	10,57	kN/cm ²
$\Delta\sigma_s$	28,29	MPa
Verificação	Ok	-

Fonte: Autora (2021).

Seguindo a mesma linha das demais verificações, ambas as seções passaram nas verificações da armadura longitudinal à fadiga devido aos elevados valores de inércia resultante da elevada taxa de armadura longitudinal em ambas as seções.

Dessa forma, mesmo com valor de resistência a compressão de 15 MPa, inferior ao valor mínimo da NBR 6118:2014 de 20 MPa, a seção transversal da longarina 1 do projeto original passou em todas as verificações.

7.4. Valores de armaduras

Um reflexo dos resultados apresentados anteriormente pode ser visto nas elevadas taxas de armaduras dos elementos estruturais da ponte (Figura 88).

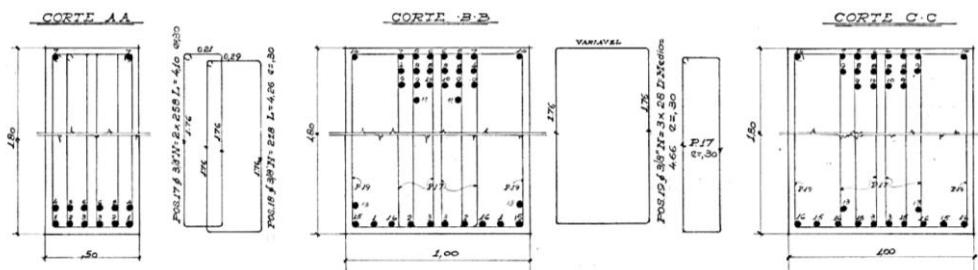


Figura 88 - Exemplos de armaduras do projeto original (viga 4, presentes nos vãos 5, 6, 7 e 8).

Fonte: Secretaria Municipal de Infraestrutura e Obras (SIURB) pelo Arquivo Obras 003 (2021).

Para projetos de pontes, como é comum a utilização de armaduras em camadas devido ao elevado valor de área de aço, é recomendado dispor as barras de armadura inferior até uma altura equivalente a 20% da altura total do elemento; enquanto as barras superiores, no caso de momentos negativos, devem ser dispostas cerca de 40% a 60% da armadura na alma da viga. Caso não seja possível, é permitido dispor até 25% da armadura na mesa da seção T.

Utilizando as seções apresentadas na Figura 87, o projeto original dispõe as barras de armadura em 30 cm na face superior (correspondendo a 100% da armadura de flexão calculada) e em 18 cm na face inferior (10% da altura da viga).

Atualmente, pelos métodos de cálculo mais precisos e os coeficientes de ponderação menores, as taxas de armadura calculadas para os mesmos elementos resultaram em valores significativamente menores (Figura 89). Os valores utilizados para a elaboração da figura estão apresentados no Anexo G deste trabalho.

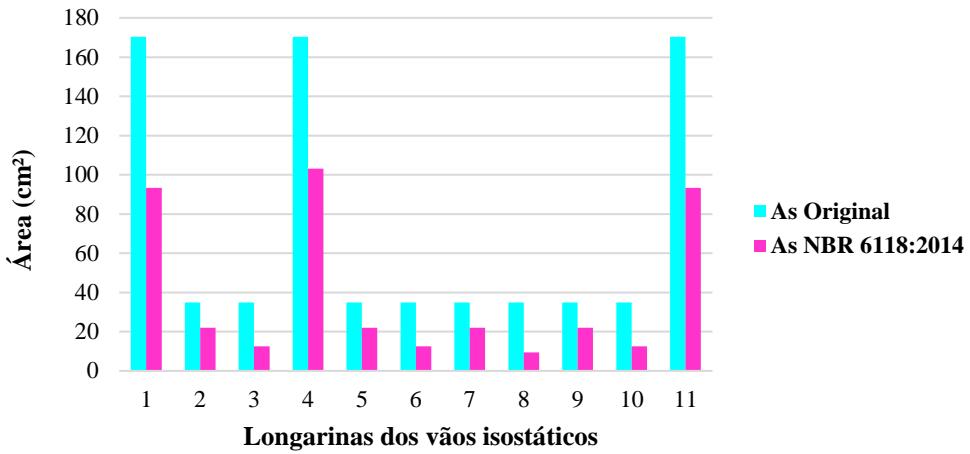


Figura 89 - Comparação entre áreas de armadura longitudinal de momentos positivos para longarinas de vãos isostáticos.

Fonte: Autora (2021).

Os valores mais extremos das taxas de armadura chegam a ser 3,5 vezes maiores que o valor calculado com a norma vigente. Como citado anteriormente, essa variação diz respeito a modelos de cálculos mais precisos e a maior confiabilidade nos materiais.

Para os vãos contínuos (5 ao 8 e 10 ao 13), foi verificada a mesma tendência, tanto para as armaduras positivas, quanto para as armaduras negativas, mostradas na Figura 90 e 91, respectivamente. Os valores de armadura discretizados também são apresentados no Anexo G deste trabalho.

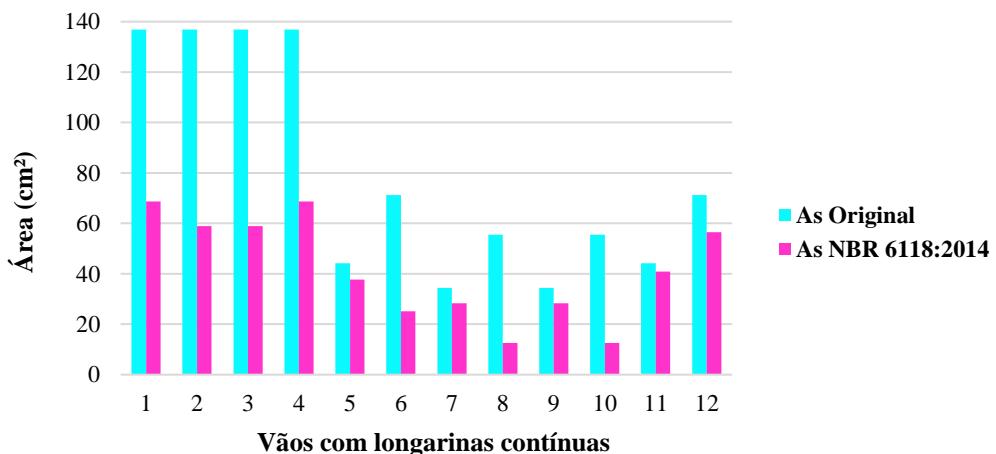


Figura 90 - Comparação entre áreas de armadura longitudinal de momentos positivos para longarinas de vãos contínuos.

Fonte: Autora (2021).

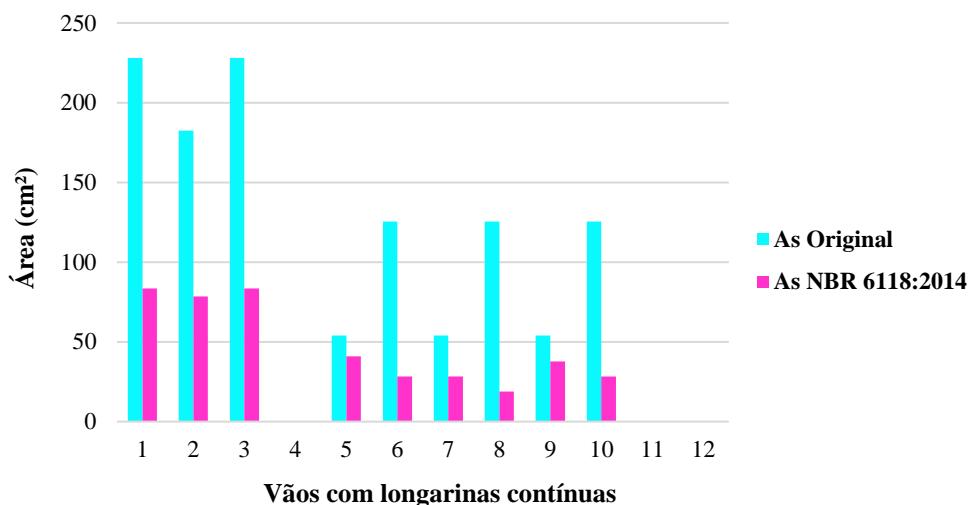


Figura 91 - Comparaçāo entre áreas de armadura longitudinal de momentos negativos para longarinas de vāos contínuos.

Fonte: Autora (2021).

Para a Figura 91, como os momentos negativos resultam sobre os apoios intermediários, alguns vāos não possuem armadura negativa e por isso a auséncia de resultados para os vāos enumerados como 4, 11 e 12 (ordem de enumeraçāo apresentada no Anexo G).

7.5. Materiais

Desde o princípio da construção civil, os materiais têm sofrido modificações. Além disso, por mais pesquisas e experiências de campo realizadas ao longo dos anos, as formulações que tentam representar os seus comportamentos estão cada vez mais precisas.

7.5.1. Concreto

No início do século XX houve uma grande onda de importação de cimentos da Europa. Desde o início da produção europeia de cimento, o Brasil também iniciou a sua produção. Em alguns períodos desse início, o governo brasileiro continuava a importação pela falta de técnica e confiabilidade nas produções nacionais. Porém, no final da década de 1930, o Brasil possuía cada vez mais fábricas de cimento no território que apresentavam

novidades competitivas em relação ao mercado internacional. Em 1935, foi divulgada uma notícia sobre a importação de 140 toneladas de cimento de “pega rápida” pelo ministro da Fazenda, por meio da Comissão Central de Compras. No ano seguinte, a Companhia Nacional de Cimento Portland divulgou o cimento Portland “INCOR” de endurecimento rápido, fabricado pela Cimento “Mauá”, mostrando a rapidez e capacidade da indústria nacional.

No período da construção da Ponte do Limão, as propriedades do concreto, como módulo de elasticidade e resistência à compressão, eram determinadas de maneiras alternativas as dos dias de hoje, como mostrado na Tabela 45.

A resistência característica à compressão do concreto, de acordo com a classe de agressividade ambiental apresentada na NBR 6118:2014, deve ser superior a 30 MPa. Como apresentado no Capítulo 6, foi escolhido o valor de 35 MPa para o dimensionamento das estruturas de acordo com a norma atual. Segundo o professor Fernando Stucchi (citado no Capítulo 5 deste trabalho) e, considerando uma aproximação em relação a data da construção, pode-se adotar a resistência à compressão do concreto das vigas do projeto original como sendo 15 MPa. Com isso, pôde-se calcular os esforços resistentes mínimos das seções de cada longarina do vão 3 para comparação. Os valores são apresentados na Figura 92.

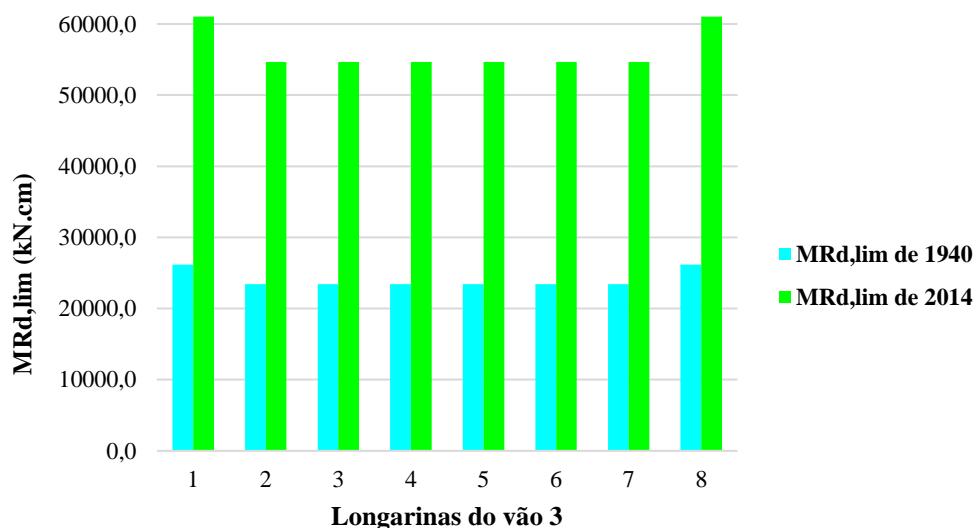


Figura 92 - Comparação entre os valores de $MR_{d,lim}$ do projeto original e dos cálculos atuais.

Fonte: Autora (2021).

A diferença entre os valores está apenas nas propriedades mecânicas dos materiais, ou seja, para todas as seções, a razão entre os dois valores calculados é sempre a mesma. No caso dos momentos resistentes limites, a razão é dada por 2,3, valor correspondente a relação entre os valores de resistência à compressão de 35 e 15 MPa. No caso da força cortante resistente e resistente mínima, as razões são dadas por 2,1 e 1,8, respectivamente. Para o cálculo da força cortante resistente mínima, as propriedades do aço também foram utilizadas para calcular a parcela de $V_{sw,mín}$, e serão apresentadas a seguir.

7.5.2. Aço

Analizando os projetos e detalhamentos originais da Ponte do Limão, não foram identificados nomes ou categorias dos aços utilizados nas armaduras. Portanto, de acordo com o apresentado no Capítulo 5 deste trabalho, adotou-se a hipótese de utilização do aço CA-50 nas armaduras longitudinais e 37-CA nas transversais. O aço CA-50 é o aço atual mais empregado como armadura de elementos em concreto.

Segundo Carvalho (2017), o aço 37-CA, pode ser denominado de CA-24 para igualar a nomenclatura atual que identifica, na simbologia, a tensão de escoamento mínima, a qual para o aço 37-CA é de 240 MPa. O autor informa ainda que o aço CA-24 foi amplamente empregado nas construções das décadas de 1940 a 1960, o que valida a hipótese adotada pois a construção da estrutura estudada neste trabalho se enquadra neste período.

Para o cálculo das armaduras transversais das vigas longarinas, por exemplo, é utilizado o valor de $\rho_{sw,mín}$ para determinar os valores de armadura transversal mínima. Esse parâmetro tem seu valor em função da resistência característica à compressão do concreto e da tensão de escoamento do aço. Dessa forma, para as estruturas dimensionadas atualmente, considerando concreto da classe C35 e aço CA-50, o valor de $\rho_{sw,mín}$ resulta em 0,128%. Para o projeto original, que se considerou C15 e aço CA-24 (37-CA), $\rho_{sw,mín}$ tem valor igual a 0,152%, que representa 18% a mais de armadura transversal por metro de viga.

Além disso, de acordo com Areias Neto (1977)⁵⁰, nos projetos de pontes da década de 1970, eram seguidas as recomendações do CEB para a distribuição das armaduras transversais. Em áreas próximas aos apoios, onde ocorre alternância de força cortante (regiões de momentos negativos, no caso de vigas contínuas), era utilizada apenas armadura transversal (por estribos). Porém, nos demais trechos, adotavam-se 40% de estribos e 60% de ferros dobrados, como mostrado na Figura 93, detalhamento original das vigas dos vãos 2, 4, 9 e 14.

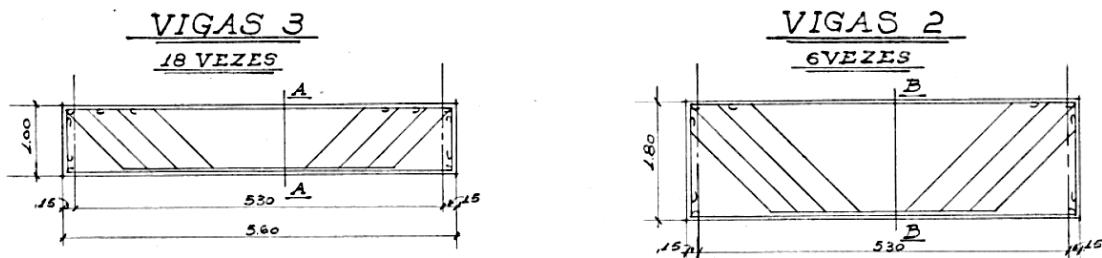


Figura 93 - Detalhamento original da armadura das vigas dos vãos 2, 4, 9 e 14.

Fonte: Secretaria Municipal de Infraestrutura e Obras (SIURB) pelo Arquivo Obras 003 (2021).

7.6. Parâmetros de durabilidade

Em 1941, publicado no Diário de Notícias, a Cia. Nacional de Cimento Portland divulgou a construção do então novo prédio do Ministério da Guerra, situado no Rio de Janeiro. A notícia continha a seguinte informação: “Assim como a segurança, a tranquilidade e o bem estar de um povo dependem da grandeza de suas forças armadas, a garantia e durabilidade de um edifício dependem do material empregado na sua construção”⁵¹. Com isso, é possível perceber a tendência de desenvolvimento tecnológico constante na área dos materiais da construção civil.

Isso pode ser visto por meio das atualizações dos textos normativos relacionados com o projeto de estruturas de concreto. Na questão de propriedades dos materiais, com o objetivo de aumentar a durabilidade das estruturas, a resistência à compressão mínima do

⁵⁰Disponível em: http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/pontes/profic1977_capII_parte2.pdf. Acesso em 7 de novembro de 2021.

⁵¹ Acesso em 11 de novembro de 2021 <http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/cimentos_concretos/Cimento%20no%20Brasil%20antes%20de%201936.pdf>.

concreto evoluiu de 4 MPa na NB-1/1943, para 9 MPa na NBR 6118:1980, e 20 MPa na NBR 6118:2014, seguindo o padrão mundial como apresentado na Figura 94.

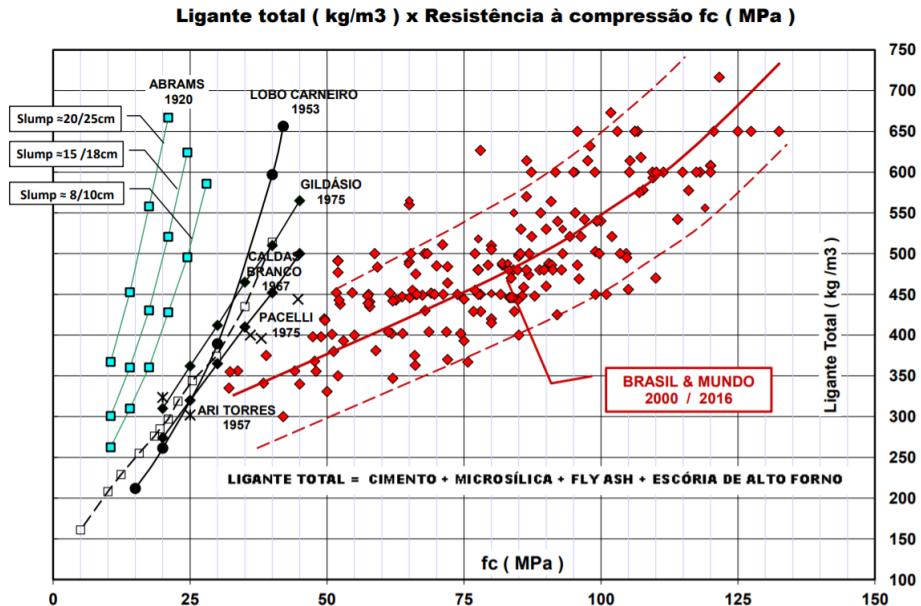


Figura 94—Evolução da relação entre o volume de ligantes totais (cimento, micro sílica, escória de alto forno e flyash) em relação à compressão do concreto (MPa).

Fonte: THOMAZ (2017).⁵²

No início do século XX, as curvas estão quase verticais, o que significa que, para atingir uma resistência mais elevada, era necessário utilizar um consumo de cimento muito maior. Também, criando uma curva média entre as curvas de Abrams (1920) e do Lobo Carneiro (1953), para encontrar curvas de tendência para a década da construção da Ponte do Limão, percebe-se um intervalo de resistência à compressão do concreto entre 12,5 MPa e 30 MPa, o que vai ao encontro com o artigo 85 da NB-1/1943 que cita “essa resistência não deve ser inferior a 125 kg/cm²”, equivalente a aproximadamente 12,5 MPa.

Além disso, o módulo de elasticidade do concreto teve seu valor reduzido em 25% de 1980 para 2014 (Tabela 45) com a justificativa de que, em muitos casos, o concreto não atingia os módulos estimados em projeto. A rigidez dos elementos também sofreu

⁵² Disponível em: http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/cimentos_concretos/tracos_tendencias.pdf. Acesso em 12 de novembro de 2021.

diminuição por ser relacionada ao módulo de elasticidade. Junto a isso, os valores dos esforços estão mais conservadores na norma vigente, como mostrados nas Tabelas 52 e 56, por exemplo, tornando o dimensionamento a favor da segurança.

Analizando o consumo de aço e concreto em vigas, os dimensionamentos baseados na versão atual da norma resultam na diminuição do consumo de aço, mas aumento no consumo de concreto devido ao aumento das dimensões mínimas desses elementos. Foi verificada a área da seção transversal necessária para resistir aos esforços solicitantes e comparou-se esses valores aos do projeto original (Figura 95). Considerou-se a largura mínima sugerida para vigas longarinas de $b_w = 20\text{ cm}$.

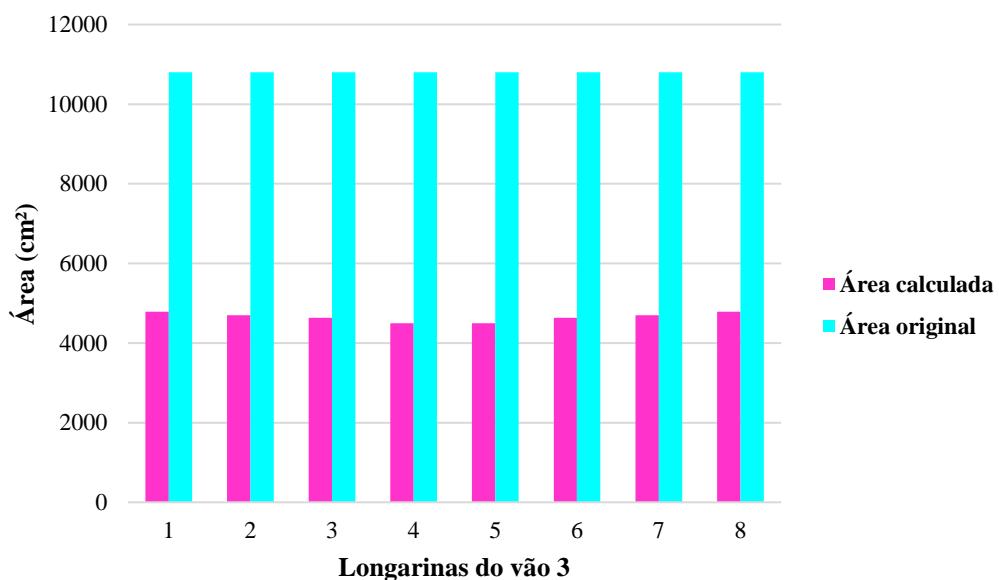


Figura 95 - Comparação entre as áreas de concreto das longarinas do vão 3.

Fonte: Autora (2021).⁵³

De acordo com a Figura 95, é possível verificar uma redução na área da seção transversal dos elementos em mais de 50% devido aos novos critérios de dimensionamento. Isso possibilita o desenvolvimento de elementos mais esbeltos e com menor consumo de concreto, elevando a sustentabilidade nas obras de hoje em dia, graças as tecnologias empregadas na indústria da construção civil.

⁵³Disponível em: http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/cimentos_concretos/tracos_tendencias.pdf. Acesso em 12 de novembro de 2021.

O projeto original apresenta indicações sobre o consumo de cimento dos elementos podendo se entender como uma forma de indicar a resistência deles. Para o muro de cais (elemento de barreira que contém o solo em relação ao rio), é apresentado o consumo de 200 e 300 kg/m³ para o seu corpo e base, respectivamente. A NBR 12655:2015 sugere a utilização do consumo mínimo de cimento de 320 kg/m³ para a classe de agressividade ambiental III, considerada atualmente para a região de implantação da Ponte do Limão. No artigo 86 da NB-1/1943, é apresentado como consumo de cimento mínimo o valor de 300 kg/m³ para dosagens empíricas.

A mesma norma não apresenta valores fixados da relação água/cimento para os projetos. Apenas comenta sobre a fixação dele em função da resistência desejada, necessidade de impermeabilização, resistência ao desgaste, à ação de águas agressivas ou variações bruscas de temperatura e umidade, e à prevenção contra uma retração elevada. Já a norma vigente apresenta, para a classe de agressividade ambiental III, o valor máximo de 0,55 para a relação água/cimento. A tendência dos valores desse fator pode ser verificada a partir da Figura 96.

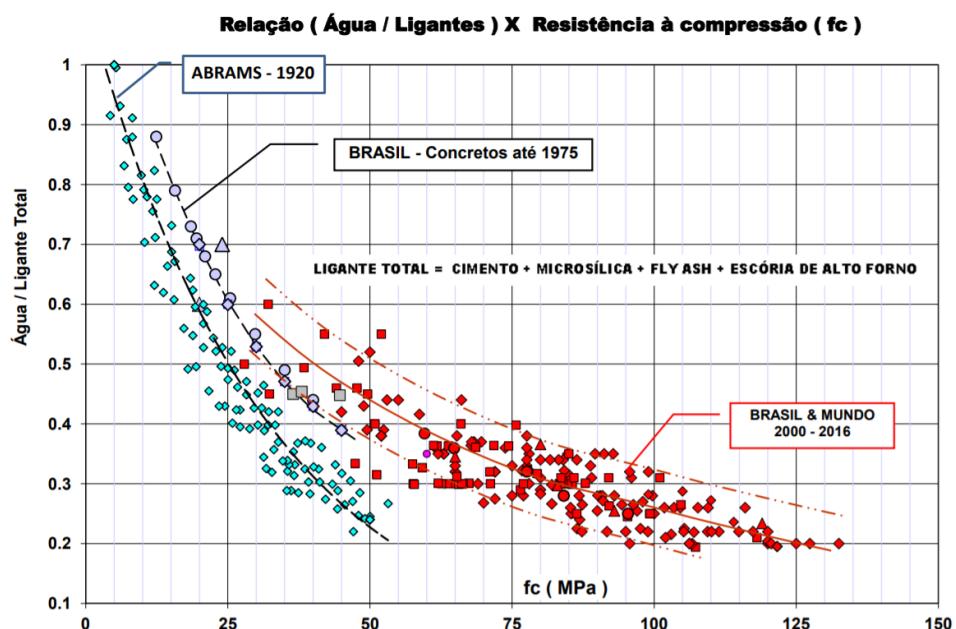


Figura 96 -Evolução da relação entre o fator a/c e a resistência à compressão do concreto.

Fonte: THOMAZ (2017).⁵⁴

⁵⁴Disponível em: http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/cimentos_concretos/tracos_tendencias.pdf. Acesso em 12 de novembro de 2021.

Verifica-se que a relação água/cimento para concretos de resistência à compressão de 15 MPa (valor adotado para as vigas do projeto original) na primeira metade do século XX ficava entre 0,60 e 0,80. Dessa forma, os concretos desse período possuíam valores elevados de porosidade e, muito provavelmente, elevada permeabilidade, facilitando a entrada dos agentes agressivos no concreto. Considerando o cenário atual no qual a ponte está inserida, elevados valores de relação água/cimento diminuem o desempenho da estrutura em termos de durabilidade.

Somado a isso, a estrutura original possui espessura de cobrimento para a proteção das armaduras de, no mínimo, 2 cm para vigas e 1,5 cm para lajes. Pela análise das folhas de detalhamento do projeto original, verificou-se o respeito ao cobrimento mínimo sugerido pela norma da época, pois todas as vigas possuem cobrimento de 2 cm. Como o detalhamento da laje não foi apresentado, não foi possível verificar o valor adotado para o cobrimento nestes elementos.

No concreto armado, a carbonatação tem como resultado a corrosão das armaduras por meio da despassivação das barras de aço a partir de reações químicas. Ao inserir as barras de armadura no concreto, um filme protetor passivo é criado na superfície das barras de aço devido ao ambiente alcalino do concreto. Devido ao elevado teor de hidróxidos de cálcio e aos álcalis em solução presente nos poros, o concreto possui capacidade de manter o nível de pH básico (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Porém, quando carbonatado, o nível de pH diminui provocando a despassivação da armadura, ou seja, destruindo o filme protetor. O cobrimento tem fator de impacto na desaceleração do processo de corrosão das armaduras por formar uma barreira física à entrada dos agentes agressivos.

A vulnerabilidade provocada pelas manifestações patológicas no concreto, trazem em foco a importância no desenvolvimento de melhores propriedades físicas e químicas dos aços. Uma vez que o concreto perde a sua capacidade de proteger a armadura, o aço passa a ter influência no desenvolvimento do processo de corrosão, com os seus diferentes tratamentos térmicos e composições, tornando-o mais ou menos suscetível a corrosão. O aço CA-24, quando comparado com o CA-50, possui maior teor de ferro e menor teor de carbono correspondendo a um menor potencial de corrosão após a despassivação da armadura (CARVALHO, 2017), aumentando a vida útil da estrutura.

Com o valor do cobrimento da armadura e suas propriedades mecânicas, foi possível determinar a profundidade de carbonatação nas vigas longarinas, como exemplo,

utilizando as informações da prática recomendada sobre “Procedimento de ensaio de carbonatação acelerada e natural do concreto” publicada pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON, 2021).

De acordo com o procedimento publicado, inicialmente, pode-se adotar o valor de concentração média de CO₂ na atmosfera para ambiente urbano pesado como 0,08% (valor obtido a partir de dados de pesquisas nacionais e internacionais, compilados em IBRACON, 2021). Em seguida, determinou-se o valor do coeficiente de carbonatação natural (k_{nat}), determinado considerando o tempo para que todo o cobrimento do elemento sofra carbonatação. Para isso, foram considerados alguns parâmetros como: umidade relativa entre 45% e 75% para a cidade de São Paulo, a concentração de CO₂ na atmosfera em 0,08% e uma vida útil de projeto de 100 anos (considerado por textos normativos internacionais⁵⁵). Dessa forma, o valor de k_{nat} resultou em 4,04 mm · ano^{-0,5}.

A estrutura em concreto armado da ponte foi finalizada em 1953, tendo assim 68 anos. A profundidade de carbonatação para essa idade possui valor de 3,33 cm, o que significa que há a possibilidade da carbonatação ter atingido as barras de armadura, considerando que a carbonatação ultrapassou em cerca de 1,3 cm o valor do cobrimento, fazendo com que o concreto perca a sua função na proteção das barras da armadura.

Fazendo análise a partir da profundidade de carbonatação de acordo com o arranjo da armadura nos elementos estruturais, ou seja, iniciando o cálculo com o valor de cobrimento igual a profundidade de carbonatação, procurou-se determinar o tempo necessário para a carbonatação do concreto de cobrimento das armaduras. Para isso, considerou-se os dois valores de cobrimento: 2 cm para o projeto original e 4 cm para o projeto realizado com base na NBR 6118:2014; e os mesmos parâmetros ambientais descritos anteriormente. Com isso, para o cobrimento de 2 cm do projeto original, obteve-se que o tempo para carbonatar o cobrimento é igual a 25 anos. Para o cobrimento do projeto realizado com a versão atual da norma, o tempo estimado seria de 98 anos para carbonatar o cobrimento de 4 cm.

Entretanto, para realizar uma análise próxima do real do projeto original, alterou-se apenas o tipo de ambiente para ambiente urbano médio (concentração de CO₂ entre 0,04%

⁵⁵ A norma europeia EN 1990: Eurocode – Basis of structural design, no item 2.3. Design working life, apresenta o valor de 100 anos de vida útil para pontes. Disponível em: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1990.2002.pdf>. Acesso em 19 de novembro de 2021.

e 0,06%) e o valor de k_{nat} resultou em $2,89 \text{ mm} \cdot \text{ano}^{-0,5}$. Agora, considerando o cobrimento de 2 cm, o tempo necessário para carbonatar essa profundidade foi de 48 anos.

CAPÍTULO 8

PLANO DE MANUTENÇÃO

8.1. Panorama de manutenção

A manutenção estrutural tem papel de extrema importância na história pois, com ela, é possível manter vivo o passado de cada lugar. Também, a manutenção vai além do que um simples reparo superficial ou a troca de um elemento deteriorado.

Em caso de estruturas históricas, é necessário realizar o estudo dos textos normativos vigentes da época para realizar um “retro análise” e desenvolver o dimensionamento dos elementos em caso de não disponibilidade dos projetos originais (informação verbal)⁵⁶. Isso deve ser feito para auxiliar na análise para determinação da manutenção requerida.

Com o grande número de pontes construídas no início do século XX, inúmeras estruturas necessitam de manutenção e inspeções regulares devido as suas idades. Atualmente, muitos governos tratam esse assunto com descaso devido à grande energia e verbas demandadas para esta prática. Porém, alguns países já estão na contramão como os Estados Unidos que, em 1987, teve uma pesquisa divulgada a respeito da vida útil e durabilidade das obras de arte especiais (OAEs) que concluiu a necessidade de se investir mais em pesquisas sobre os temas para haver economia no país. O órgão nacional de engenharia de trânsito do país colocou em prática essa sugestão e, junto ao grupo de pesquisa, desenvolveram 44 produtos para garantir a economia das estruturas como, por exemplo, uma metodologia de avaliação para inspeções de OAEs (informação verbal)⁵⁷.

Dessa forma, o controle de qualidade das estruturas está relacionado ao desenvolvimento de sistemas, a fim de garantir produtos ou serviços que atendam, ou superem, as expectativas e necessidades da comunidade como gestão de ativos e controle de qualidade, que auxiliam na redução dos custos de uma OAE, de acordo com José Campos e Matos, professor na Escola de Engenharia da Universidade do Minho e membro do ISISE (*Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering*) em palestra apresentada em 2021 (informação verbal)⁵⁸.

Em Portugal, por exemplo, existem diversos programas que utilizam como ferramenta a Inteligência Artificial (IA), com o objetivo de tornar mais dinâmico o processo de análise

⁵⁶ Fala do Eng. Julio Timerman na Palestra “Evolução da normatização dos trem-tipos e carregamentos nas pontes” em 4 de maio de 2021.

⁵⁷ Fala do Prof. Paulo Helene na Palestra “Sobre a Arte de Construir e Projetar Estruturas! Uma Reflexão”, 62 CBC, em 30 de março de 2021.

⁵⁸ Fala do Prof. José Campos e Matos na Palestra “Do controle de qualidade à tomada de decisão na gestão de pontes e estruturas. O que vem a seguir?”, XII CBPE, em 8 de junho de 2021.

da constituição da ponte. Professor Matos comenta que no futuro, Portugal visa a utilização de IA para previsão de desempenho das obras de infraestrutura a fim de considerar eventos extremos naturais ou artificiais nos modelos de verificação, por meio de mapas de risco. Além disso, comenta sobre a importância de traçar gráficos de evolução dos eventos em função do tempo para reduzir riscos e aumentar a resistência dos elementos. Também, cogita investir em Sistemas de Suporte à Decisão (DSS) que, com suporte de IA, auxiliaria os profissionais na escolha dos cenários de intervenção que mais se adequam a situação problema. Por fim, frisa a necessidade de se utilizar o BIM para realizar levantamentos e modulações das estruturas para facilitar a identificação de patologias e trazer maior assertividade no tratamento delas.

Na Alemanha é muito comum campanhas de reabilitação (para manter a utilização) e *retrolift* (incrementar a utilização) de estruturas. Em 2011, foi publicada no país a primeira norma a abordar o tema de reanálise de estruturas com o título de “Desenvolvimento da Diretriz para Reanálise Estrutural na Alemanha”, que tem como objetivo a avaliação da capacidade de carga e de utilização das pontes rodoviárias existentes que não foram projetadas e construídas de acordo com o estado atual de normalização (informação verbal)⁵⁹. Para isso, são realizadas inspeções nas pontes para conhecer o dano atual e levantamentos de defeitos existentes para determinar quais serão considerados na reanálise.

Já no Chile, o Ministério de Obras Públicas traçou um plano para o gerenciamento das pontes do país que tem como objetivo elaborar projetos de melhorias na construção, recuperação e conservação de todas as pontes e rodovias. As linhas de frente desse trabalho são compostas por: atualização do inventário das pontes com adição de indicadores de desempenho, realização de inspeções e reabilitação, mitigação de falhas e melhoria do gerenciamento das estruturas (incorporação de novas tecnologias). Tudo isso para trazer vida útil permanente para os elementos estruturais (informação verbal)⁶⁰.

Também, é realizado o desenvolvimento de inventários com conceitos de engenharia forense para a criação de um banco de dados que auxilie na previsão de danos em pontes que colapsaram. Os casos mais comuns de colapsos em pontes chilenas ocorreram devido a caminhões com sobrecarga e sobre dimensões que provocam a perda de vida útil das

⁵⁹ Fala do Eng. Michael Müller na Palestra “Responsabilidade pelo patrimônio de engenharia – experiência europeia na reabilitação de pontes importantes na Alemanha”, XII CBPE, em 9 de junho de 2021.

⁶⁰ Fala do Eng. Matias Valenzuela na Palestra “Gerenciamento de pontes no Chile: conceitos de engenharia, construção e ciclo de vida”, XII CBPE, 10 de junho de 2021.

estruturas, assim como no Brasil. A partir dessa consideração, desenvolveram protocolos específicos para cada estrutura e suas principais ameaças, como, por exemplo, o método GRDR que tem como foco: determinar a vulnerabilidade da estrutura, em relação ao seu ambiente, e a ameaça, frente a eventos externos.

No Brasil, vida útil e durabilidade das estruturas entraram em foco por meio da introdução desses conceitos na NBR 6118:2014. A partir dessa maior visibilidade, esses mesmos conceitos passaram a ser anexados em normas mais específicas como na nova versão da NBR 7187:2003, que está em revisão, e na NBR 9452:2019.

A atualização da NBR 7187:2003 conta com a introdução de diversos anexos, sendo o Anexo D em específico muito importante para todas as estruturas históricas brasileiras. Isso porque esse anexo tem como objetivo apresentar informações sobre a avaliação de estruturas existentes com limitações estruturais identificadas, inexistência de projetos (sugestões de como reconstruir o projeto de acordo com as normas vigentes da época e ensaios não destrutivos indicados) e estruturas sem limitações estruturais identificadas (informação verbal)⁶¹.

Além disso, a combinação de ações pode ser realizada com valores de coeficientes para cargas permanentes e móveis reduzidos apenas para estruturas com parâmetros estruturais e de durabilidade maior ou igual a 4 que caracteriza a estrutura com pequenos danos que não comprometem a segurança estrutural, a durabilidade com pequenas anomalias que comprometem a sua vida útil em região de baixa agressividade ambiental, e a funcionalidade com pequenos danos que não chegam a causar desconforto ou insegurança ao usuário, conforme NBR 9452:2019. Essa norma ainda apresenta em seu Anexo E uma tabela com notas de classificação para os parâmetros de durabilidade relacionados com a fissuração, armadura, concreto, carbonatação, drenagem e taludes.

8.2. Histórico de manutenção na cidade de São Paulo

Como apresentado anteriormente, muitas das pontes e viadutos da cidade de São Paulo, principalmente, pontes e viadutos da Marginal Pinheiros e Tietê, foram construídas entre

⁶¹ Fala do Eng. Iberê Martins na Palestra “Nova Norma de Projeto de Pontes de Concreto (ABNT NBR 7187) prevista para 2021”, XII CBPE, 10 de junho de 2021.

as décadas de 1960 e 1970. Desde então, as obras de arte não receberam manutenção adequada.

De acordo com Fernando Mentone, presidente da SINAENCO, existe um credo de que tudo que é feito em concreto e aço não envelhece nunca. O que é errado, porque existe uma vida útil para todas as nossas pontes e viadutos, e essa vida útil vai ocorrer se essa manutenção for adequada e se houver o trabalho de inspeção. Além disso, se não houver manutenção, com o passar do tempo, os problemas se agravam e será necessário despender mais dinheiro para a recuperação da estrutura. Segundo o secretário Marcos Monteiro da Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras de São Paulo, “temos uma cultura de inauguração de obras. Mas quando se fala de manutenção, existe uma restrição porque os recursos são limitados.”.

Como parte do Plano de Metas da atual gestão da cidade de São Paulo, criou-se o Programa de Manutenção de Pontes e Viadutos em 2019. Dessa forma, foi a partir de 2019 que as obras de arte da cidade passaram a ter a devida atenção.

Até o ano de 2007, as ações nas obras de arte eram apenas pontuais, ou seja, quando os problemas eram considerados graves. No mesmo ano, o SINAENCO apresentou o relatório como resultado do Programa de Prazo de Validade Vencido. No documento, foram detalhadas diversas obras de arte e seus estados de degradação. Após a emissão e divulgação do relatório da SINAENCO, o ministério público assinou um Termo de Ajuste de Conduta (TAC)⁶² para a implantação do Programa de Manutenção Permanente de Próprios Municipais, cujo objetivo é a realização contínua de serviços de manutenção preventiva e correta nas obras de arte do município de São Paulo. Para iniciar o programa, 50 obras de arte passaram por vistorias e manutenção.

O termo teria duração até o ano de 2012. Entre 2012 e 2017, a prefeitura de São Paulo realizou cerca de 300 inspeções visuais em pontes e viadutos como parte do programa de manutenção. As primeiras licitações (contratação de obras ou serviços) para inspeções especiais foram realizadas em dezembro de 2017.

Em 2018, a Secretaria determinou a criação do grupo de Manutenção de Obras de Arte (GMOA) que possibilitou a criação de chamamento público de inspeção especial e programa de inspeções visuais em 222 unidades estruturais. Com isso, em 2019,

⁶² Disponível em: http://www.mpsp.mp.br/portal/page/portal/noticias/publicacao_noticias/Fotos/08-02-07%20Pontes%20e%20Viadutos.pdf. Acesso em 14 de outubro de 2021.

43 unidades estruturais passaram por inspeções emergenciais. Por fim, em 2020 e 2021, foram licitadas mais de 103 unidades estruturais de inspeções especiais.

8.3. Plano de manutenção para a Ponte do Limão

“As pontes de concreto armado, embora reconhecidas pelo seu baixo custo de manutenção e pela sua durabilidade, deterioram-se pelas mesmas razões que as pontes construídas com outros materiais: envelhecimento, construção pouco apurada, estruturas subdimensionadas para cargas móveis sempre crescentes e projetos deficientes para os padrões atuais” (DNIT, 2010)⁶³.

A NBR 9452:2019 apresenta quatro tipos de inspeções que diferem pela periodicidade e pelo grau de imediatide das ações, como apresentado no item 2.8 deste trabalho. São elas as inspeções cadastrais, rotineiras, especiais e extraordinárias, apresentadas em ordem crescente de periodicidade.

Dessa forma, a inspeção cadastral é realizada apenas no início do acompanhamento da estrutura; a rotineira deve ser realizada em um prazo não superior a um ano; a especial tem uma periodicidade de 5 anos, porém pode ser postergada até 8 anos dependendo da classificação da estrutura (notas entre 4 e 5) ou fácil acesso a todos os seus elementos nas inspeções rotineiras; e a extraordinária que não possui periodicidade pois é gerada por uma demanda não programada.

Com isso, o plano de manutenção sugerido neste trabalho terá atividades dentro de um ciclo de 5 anos com inspeções rotineiras anuais e especiais a cada fim de ciclo. Eventualmente, é possível a realização de inspeções extraordinárias.

O ciclo deve ser iniciado pela inspeção cadastral (classificação da estrutura), seguida pela inspeção rotineira. Nela são realizados relatórios e levantamentos cadastrais a fim de priorizar quais obras deverão passar por inspeções com maior ou menor frequência. No final do ciclo deve ser realizada uma inspeção especial para elaborar relatórios de análise e verificar se a obra está em boa condição de conservação ou se necessita de recuperação ou reforço estrutural. Caso a ponte necessite de um reforço estrutural, é recomendada a

⁶³Disponível em: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipl/coletanea-de-manuais/vigentes/744_manual_recuperacao_pontes_viajutos.pdf. Acesso em 15 de novembro de 2021.

elaboração de um projeto de reforço para adequação da estrutura em relação a norma vigente.

Entre cada inspeção rotineira, é recomendada a execução de manutenção rotineira de acordo com os dados coletados nos relatórios de análise e o mesmo se estende para o caso das inspeções especiais com as manutenções corretivas, de acordo com a NBR 9452:2019, como mostrado na Figura 97.

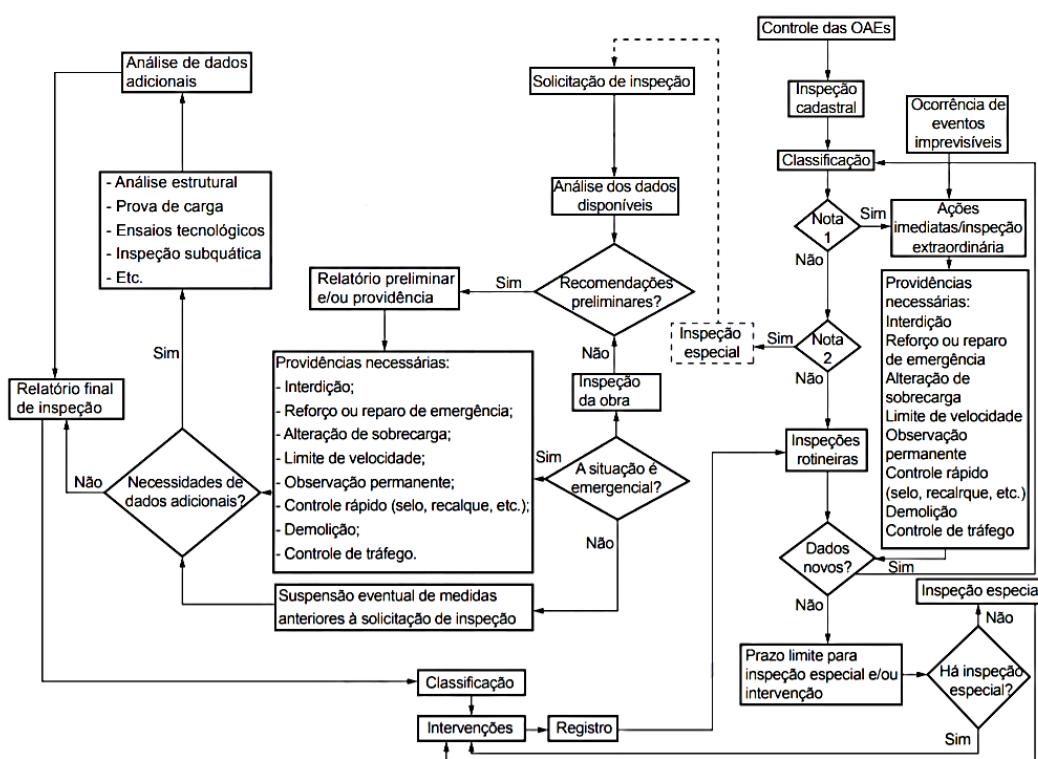


Figura 97 - Fluxograma de gerenciamento da OAE.

Fonte: ABNT (2019).

Além disso, de acordo com os materiais empregados na construção da Ponte do Limão, é necessário o agendamento de manutenções preventivas para garantir o correto funcionamento da estrutura. Deve-se lembrar de que neste trabalho não foram considerados ou indicados quaisquer materiais de proteção superficial dos elementos de concreto. Caso fossem considerados, passariam por manutenções preventivas de acordo com a periodicidade indicada pelo fornecedor. Além disso, por mais que não tenham sido

considerados esses materiais, a Ponte do Limão deve possuir proteção superficial por ser uma estrutura exposta a um ambiente agressivo ao concreto.

CAPÍTULO 9

CONCLUSÃO

9.1. Conclusão

Este trabalho visou mostrar a importância do acompanhamento ao longo da vida das estruturas de concreto, desde o projeto até o seu funcionamento, com o objetivo de garantir a sua vida útil e desempenho adequados por meio de plano de manutenção com reanálise de projetos.

Todo material está sujeito a ação do ambiente no qual ele for exposto, sendo todos propensos a deteriorar com o tempo. Estruturas construídas há décadas passadas, como as pontes, estão ainda mais sujeitas a essas ações devido a evolução tanto no ambiente de inserção quanto das ações móveis que estão mais agressivos com o passar do tempo.

Dessa forma, o presente trabalho teve como objetivo o desenvolvimento do projeto estrutural de uma ponte rodoviária em concreto armado de acordo com as especificações da NBR 6118:2014 em comparação com especificações de versões anteriores da mesma norma, como a NB-1/1943 (primeira edição). O projeto estrutural teve como base o projeto de uma ponte existente na cidade de São Paulo, a Ponte do Limão.

A comparação dos projetos confirmou a não adequação do projeto original da Ponte do Limão aos atuais parâmetros de cálculo e de classe de agressividade ambiental da cidade de São Paulo. Os textos normativos evoluíram de maneira a se tornarem mais assertivos e seguros. Dessa forma, a resistência característica à compressão mínima considerada está superior e a rigidez dos elementos está inferior; a combinação de ações considera coeficientes de ponderação menores, mas o cálculo para determinação das ações resulta em valores superiores; as dimensões mínimas dos elementos estão maiores, assim como as dimensões de cobrimento para a proteção das armaduras.

De acordo com a NBR 6118:2014, o projeto da Ponte do Limão não atende as condições atuais do ambiente e dos carregamentos por meio da especificação de cobrimento insuficiente, resistência à compressão do concreto muito inferior a mínima, aços de resistência não compatível com o peso próprio da estrutura resultando em seções transversais com elevadas taxas de armadura. Ao longo do tempo, o ambiente acaba mudando em decorrência das alterações no estilo de vida da sociedade e muitas estruturas não passam por adequações para acompanhá-las. A manutenção tem como papel auxiliar a estrutura, ao longo de sua vida útil, no atendimento a essas mudanças e garantia de seu

desempenho. Dessa forma, é imprescindível a especificação de um plano de manutenção para obras históricas visando prolongar a sua vida útil.

Porém, a elaboração de programas de manutenção de OAEs na cidade de São Paulo é um assunto recente tanto que o atual programa desenvolvido pela Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras de São Paulo foi publicado em 2019. Dessa forma, diversas OAEs se encontram em estados avançados de deterioração e com perda de desempenho por não terem um acompanhamento contínuo desde suas inaugurações, sendo que grande parte delas foram construídas há mais de 40 anos. O Programa de Manutenção de Pontes e Viadutos de 2019, entretanto, corresponde às expectativas dos textos normativos, como a NBR 9452:2019, respeitando a periodicidade das inspeções necessárias em pontes e viadutos.

Por fim, a elaboração deste trabalho se mostrou compatível com a realidade da engenharia civil pelo procedimento elaborado para avaliação dos projetos estruturais. Iniciou-se com a procura por referências bibliográficas e dos textos normativos vigentes da década de 1940, desenvolvimento dos cálculos estruturais, avaliação dos resultados com foco nos conceitos de durabilidade e vida útil e, por fim, a elaboração de plano de manutenção para garantir o melhor desempenho da ponte.

REFERÊNCIAS

- ALVES, E. V.; ALMEIDA, S. M. F.; JUDICE, F. M. de S. **Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido.** Engevista, Rio de Janeiro, v. 6, n. 2, p.48-58, ago. 2014. Disponível em: <https://periodicos.uff.br/engevista/article/view/8763/6231#:~:text=A%20utiliza%C3%A7%C3%A3o%20de%20tabuleiros%20de,efetuada%20usualmente%20em%20duas%20etapas>.
- ARAÚJO, Ciro José Ribeiro Villela. **Soluções inovadoras:** obras de arte especiais. Notícias da Construção, Ano 11, n. 138, out., 2014.p.60-62.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE LOGÍSTICA (ABRALOG). **PIB do setor de transporte cresce o dobro do PIB do país em 2018.** AbraLog, São Paulo, 2019. Disponível em: <https://www.abralog.com.br/noticias/pib-do-setor-de-transporte-cresce-o-dobro-do-pib-do-pais-em-2018/>. Acesso em: 20 maio de 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NB-1: **Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1943, 29p.
- _____.NBR 5674: **Manutenção de edificações** – Requisitos para o sistema de gestão de manutenção. Rio de Janeiro, 2012. 25p.
- _____.NBR 6118: **Projeto e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro, 1980. 53p.
- _____.NBR 6118: **Projeto de estrutura de concreto** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238p.
- _____.NBR 7187: **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido -** Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 11p.
- _____.NBR 7188: **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.** Rio de Janeiro, 2013. 18p.
- _____.NBR 8681: **Ação e segurança nas estruturas** - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 22p.

_____.NBR 9452: **Inspeção de pontes viadutos e passarelas de concreto** - Procedimento. Rio de Janeiro, 2019. 54p.

_____.NBR 12655: **Concreto de cimento Portland** – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015. 29p.

_____.NBR 14037: **Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações** – Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos. Rio de Janeiro, 2011. 22p.

_____.NBR 15575-1: **Edificações habitacionais** – Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013. 83p.

_____.NBR 16230: **Inspeção de estruturas de concreto** – Qualificação e certificação de pessoal - Requisitos. Rio de Janeiro, 2013. 25p.

BRUNAUER, S.; COPELAND, L. E. **The Chemistry of Concrete**. Scientific American. Vol. 210, N. 4, abril 1964.

CARVALHO, L.; FIGUEIREDO, E. P. Caracterização e passivação dos aços CA24 e CA50. Revista Concreto & Construções, ed. 86, p. 81-86, abr-jun. 2017. Disponível em: http://ibracon.org.br/Site_revista/Concreto_Construcoes/ebook/edicao86/files/assets/basic-html/page81.html. Acesso em: 11 nov 2021.

Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (CETESB). **Boletim Anual de Qualidade do Ar da Região Metropolitana de São Paulo e Cubatão**. São Paulo, Brasil. 194 p. 1985. Disponível em: <https://cetesb.sp.gov.br/qualidade-ar/wp-content/uploads/sites/28/2013/12/1985.pdf>. Acesso em: 15 mai. 2021.

_____.**Relatório de Qualidade do Ar. São Paulo**, Brasil. 228 p. 2019. Disponível em: <https://cetesb.sp.gov.br/ar/wp-content/uploads/sites/28/2020/07/Relat%C3%B3rio-de-Qualidade-do-Ar-2019.pdf>. Acesso em: 15 mai. 2021.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (CEB). **Boletim Técnico**. International Workshop “Durability of Concrete Structures”. Copenhagen, Dinamarca, n 152. 432 p. 1983.

COMPANHIA DE ENGENHARIA DE TRÁFEGO (CET). **Mobilidade no Sistema Viário Principal** – Volumes e Velocidades 2019. São Paulo, Brasil. 224 p. 2020.

Disponível em: <http://www.cetsp.com.br/media/1113490/msvp2019.pdf>. Acesso em: 23 mar. 2022.

COLAVITE, A. S., & KONISHI, F. **A matriz do transporte no Brasil:** uma análise comparativa para a competitividade. In: Simpósio de Excelência em Gestão e Tecnologia, XII., 2015. Disponível em: <https://www.aedb.br/seget/arquivos/artigos15/802267.pdf>. Acesso em: 20 mai. 2020.

COLOGNA, Carla Di. **Um rio em transformação.** 2007. Disponível em: https://www.oeco.org.br/reportagens/1861-oeco_20730/. Acesso em: 16 mai. 2021.

DELIJAICOV, Alexandre Carlos Penha. **Os rios e o desenho urbano da cidade.** Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais.** Rio de Janeiro, 1996. Brasil. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. Rio de Janeiro, 1996. 225p. (IPR. Publ., 698).

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

DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO S/A (DERSA). **Nova Marginal Tietê.** São Paulo. Disponível em: <http://www.dersa.sp.gov.br/empreendimentos/nova-marginal-doteite/>. Acesso em: 20 maio de 2020.

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

ESRI STORYMAPS TEAM (Estados Unidos). Environmental Systems Research Institute (ESRI) (org.). **The age of megacities.** 2016. Disponível em: <https://storymaps.arcgis.com/stories/a900831b442e43c79cf9eeb399d5440f>. Acesso em: 30 maio 2020.

FERRAZ, A. C. P. e TORRES, I. G. E. **Transporte Público Urbano.** Editora Rima, 2004.

HELENE, P. A Nova ABNT NBR 6118 e a Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: Seminário de Patologia das Construções, 2, 2004, Porto Alegre. Proceedings. Porto Alegre: Novos Materiais e Tecnologias Emergentes, LEME, UFRGS, 2004. v. 1. p. 1-30.

INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA (IPEA). **Infraestrutura social e urbana no Brasil**: subsídios para uma agenda de pesquisa e formulação de políticas públicas. Brasília: IPEA, 2010. V. 2. 912 p.

ISAIA, G. C. **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. 3^a edição. São Paulo, IBRACON, 2017. Volume 2, 976p.

IWAKURA, Mariana. **Chuva ácida é estudada por quatro unidades da USP**. Meio Ambiente – Instituto de Química, São Paulo, ano 34, n 5, abr 2001. Disponível em: <http://usp.br/aun/antigo/exibir?id=100&ed=13&f=24>. Acesso em: 16 mai 2021.

LANER, F. J. **Manifestações Patológicas nos Viadutos, Pontes e Passarelas do Município de Porto Alegre**. Porto Alegre, 2001. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/2475/000320305.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 6 jun. 2020.

LIMA, Lorena Cavalcante; ZANELLA, Maria Elisa. **A Climatologia aplicada ao planejamento urbano e ambiental de Aquiraz/CE-Br**. Revista Geográfica de América Central, Costa Rica, ed. Número Especial EGAL, p. 1-13, II Semestre 2011. Disponível em: http://www.revistas.una.ac.cr/index.php/geografica/article/download/26_33/2516/. Acesso em: 15 mai. 2021.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de Concreto Armado**. 2 ed – São Paulo: Blucher, 2018. 246p.

MENDONÇA, Giselle Kristina Barbosa de. **INFRAESTRUTURA URBANA**: uma investigação sobre pontes em São Paulo. 2012. 151 f. TCC (Graduação) - Curso de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012. Cap. 3. Disponível em: http://www.metropolefluvial.fau.usp.br/downloads/projetos/GMF_ensino-tfg_mendonca.pdf. Acesso em: 22 abr. 2020.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **CONCRETO** - Microestrutura, Propriedades e Materiais. 4 ed. São Paulo, IBRACON, 2014. 751p.

NATALINI, G. **Opinião:** Pontes e viadutos de São Paulo. Câmara Municipal de São Paulo. 2019. Disponível em: <http://www.saopaulo.sp.leg.br/blog/opiniao-pontes-e-viadutos-de-sao-paulo/>. Acesso em: 20 maio 2020.

OLLIVIER, Jean Pierre; VICHOT, Angélique. **Durabilidade do concreto:** Bases cimentícias para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente. São Paulo: IBRACON, 2014. 615 p.

PINHEIRO, Libânio Miranda; NASCIMENTO, Alessandro L. **Tabelas de flexão.** São Carlos, EESC, 2004, 14 p.

PINHEIRO, Libânio Miranda; GIONGO, José Samuel. **Concreto armado.** Propriedades dos materiais. [S.l.: s.n.], 1986. 85p. Disponível em: http://repositorio.eesc.usp.br/bitstream/handle/RIEESC/6198/Pinheiro_Libanio_Concreto_armado.pdf?sequence=1. Acesso em: 5 jun. 2020.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão da vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano.** 2010. Tese de doutorado (Doutorado em engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/28923/000773564.pdf?sequence=1>. Acesso em: 17 jun. 2021.

POSSAN, E. DEMOLINER, C. A. **Desempenho, durabilidade e vida útil das edificações:** abordagem geral (2013). Revista Científica CREA-PR, 1 ed. 2013. Disponível em <http://creapr16.creapr.org.br/revista/Sistema/index.php/revista/article/view/14>. Acesso em: 20 abr. 2020.

PRADO Jr, Caio. **A cidade de São Paulo - geografia e história.** Brasiliense, 1983. Disponível em: http://www.sinaldetransito.com.br/artigos/a_cidade_de_sao_paulo_geografia_e_historia.pdf. Acesso em: 31 maio 2020.

PRIETO, A.; MENEZES, M.; CALEGARI, D. **PLANEJAMENTO URBANO NO BRASIL: UM BREVE HISTÓRICO.** Politize. 2017. Disponível em: <https://www.politize.com.br/planejamento-urbano-brasil/>. Acesso em: 30 maio 2020.

RIBEIRO, H., & VARGAS, H. **Urbanização, globalização e saúde.** Revista USP, (107), 13-26. 2015. Disponível em: <http://www.revistas.usp.br/revusp/issue/view/8664/666>. Acesso em: 30 maio 2020.

RIBEIRO, Rafaella Larissa Santos. **Ações devidas ao clima sobre os materiais de construção em regiões tropicais.** 2013. 92 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, 2013. Disponível em: <https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/12334/1/DISSERTACAO%87%C3%83O%20Rafaella%20Larissa%20Santos%20Ribeiro.pdf>. Acesso em: 15 mai. 2021.

RODRIGUES, Gustavo Partezani. **Vias Públicas: tipo e construção em São Paulo (1898-1945).** São Paulo: Imprensa Oficial do Estado de São Paulo, 2010.

ROSA, Giovanni Santa. **Do outro lado do rio: retificações, canalizações e projetos abandonados dos rios de São Paulo.** 2013. Disponível em: <https://gizmodo.uol.com.br/do-outro-lado-do-rio-segunda-parte/>. Acesso em: 16 mai. 2021.

SANTOS, Milton. **O espaço do cidadão.** São Paulo: Nobel, 1987.

SEPE, P.; GOMES, S. **Indicadores Ambientais e Gestão Urbana.** Desafios para a Construção da Sustentabilidade na Cidade de São Paulo. Secretaria Municipal do Verde e Meio Ambiente, São Paulo, Imprensa Oficial, 2008. v.1. 143 p. Disponível em: https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/arquivos/secretarias/meio_ambiente/publicacoes/0008/indicadoresambientais.pdf. Acesso em: 16 mai. 2021.

SINDICATO NACIONAL DAS EMPRESAS DE ARQUITETURA E ENGENHARIA (SINAENCO). **Infraestrutura da cidade de São Paulo:** Prazo de validade vencido. São Paulo. 2005. Disponível em: <http://sinaenco.com.br/wp-content/uploads/2016/08/Estudo-S%C3%A3o-Paulo-2005.pdf>. Acesso em: 30 jun. 2020.

SINDICATO NACIONAL DAS EMPRESAS DE ARQUITETURA E ENGENHARIA (SINAENCO). **Estudo Obras de Arte Especiais (Pontes e Viadutos) da cidade de São Paulo.** São Paulo. 2017. Disponível em: <http://sinaenco.com.br/PVV-SP-2017-1.pdf>. Acesso em: 21 maio 2020.

SOUZA, Vicente Custodio, RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** Editora PINI, São Paulo, 2009.

SUZUKI, C. Y.; AZEVEDO, A. M.; KABBACH JR., F. I. **Drenagem subsuperficial de pavimentos:** conceitos e dimensionamento. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. Disponível em: <https://books.google.com.br/books?id=dA6ZAwAAQBAJ&printsec=frontcover&hl=pt-BR#v=onepage&q&f=false>. Acesso em: 6 jun. 2020.

UNITED NATIONS, Department of Economic and Social Affairs, Population Division (2019). **World Population Prospects 2019: Highlights** (ST/ESA/SER.A/423).

VITÓRIO, José Afonso Pereira. Vistorias, **Conservação e Gestão de Pontes e Viadutos de Concreto**. In: Congresso Nacional do Concreto. 48. 2006, Rio de Janeiro. Anais...Rio de Janeiro: IBRACON, 2006.

ZMITROWICZ, Witold; ANGELIS NETO, Generoso de. **Infraestrutura Urbana**. São Paulo, Texto Técnico, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1997.

ZORZETTO, Ricardo. A cidade de 77 climas. **Pesquisa FAPESP**, São Paulo, v. 92, out. 2003. Disponível em: <https://revistapesquisa.fapesp.br/a-cidade-de-77-climas-2/>. Acesso em: 14 mai. 2021.

Anexo A

As ações apresentadas neste anexo foram calculadas da mesma maneira como apresentado no Capítulo 6 deste trabalho, salvo exceções nos casos de especificidades devido às diferentes configurações de vãos.

A.1. Ações Permanentes nas longarinas

As ações permanentes foram calculadas da mesma maneira descrita no Capítulo 6, sem modificações. As Tabelas A.1 e A.2 possuem uma linha que representa as barreiras que são os únicos elementos que diferem da ponte original. Dessa forma, a diferença entre ações permanentes nas longarinas é o valor das ações das barreiras.

Tabela A.1 - Valores parciais e totais de ações permanentes nas longarinas dos vãos de 1 a 7.

Vão Velho	1	2	3	4	5	6	7
Longarina	8,6	2,9	8,6	2,9	7,2	7,2	7,2
g1 (kN/m)	216,0	72,0	216,0	72,0	180,0	180,0	180,0
Chanfros	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
g2 (kN/m)	9,1	9,1	9,1	9,7	9,1	9,1	9,1
Dentes	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
g3 (kN/m)	5,0	5,0	5,0	4,0	5,0	5,0	5,0
Laje	3,9	4,2	3,9	4,3	4,0	4,0	4,0
g4 (kN/m)	96,4	106,0	96,4	108,0	99,6	99,6	99,6
Asfalto	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6
g5 (kN/m)	110,3	110,3	110,3	110,3	110,3	110,3	110,3
Recapamento	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0
g6 (kN/m)	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
Calçada	4,3	4,3	4,3	4,8	4,3	4,3	4,3
g7 (kN/m)	108,0	108,0	108,0	119,0	108,0	108,0	108,0
Guarda Co.	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
g8 (kN/m)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Barreiras	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
g9 (kN/m)	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9
Total (kN)	76,5	59,7	76,5	61,2	72,4	72,4	72,4
Acréscimo (%)	2,4	3,1	2,4	3,0	2,6	2,6	2,6

Fonte: Autora (2021).

Tabela A.2 - Valores parciais e totais de ações permanentes nas longarinas dos vãos de 8 a 15.

Vão Velho	8	9	10	11	12	13	14	15
Longarina	7,2	2,9	4,1	4,1	4,1	4,1	2,9	8,6
g1 (kN/m)	180,0	72,0	102,0	102,0	102,0	102,0	72,0	216,0
Chanfros	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
g2 (kN/m)	9,1	9,7	9,1	9,1	9,1	9,1	9,1	9,1
Dentes	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
g3 (kN/m)	5,0	4,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
Laje	4,0	4,3	4,1	4,1	4,1	4,1	4,2	3,9
g4 (kN/m)	99,6	108,0	102,8	102,8	102,8	102,8	106,0	96,4
Asfalto	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6
g5 (kN/m)	110,3	110,3	110,3	110,3	110,3	110,3	110,3	110,3
Recapreamento	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0
g6 (kN/m)	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
Calçada	4,3	4,8	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3
g7 (kN/m)	108,0	119,0	108,0	108,0	108,0	108,0	108,0	108,0
Guarda Co.	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
g8 (kN/m)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Barreiras	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
g9 (kN/m)	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9
Total (kN)	72,4	61,2	63,0	63,0	63,0	63,0	59,7	76,5
Acréscimo (%)	2,6	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,1	2,4

Fonte: Autora (2021).

Pode-se perceber o valor do acréscimo de ação permanente em relação ao projeto original. Considerando apenas as ações permanentes, as vigas longarinas podem estar sofrendo com aumento de 2,8% de carga permanente, em média.

A.2. Ações Concentradas devido às transversinas

As ações concentradas possuem uma diferenciação em relação ao descrito no capítulo 5 deste trabalho. Em vãos onde as transversinas e as longarinas possuem seções transversais diferentes, ou seja, valores de inércia diferentes, as ações são distribuídas proporcionalmente aos valores de inércia. Com isso, determinou-se a proporção de carga

que cada uma das longarinas receberia e, a partir disso, distribuiu-se as cargas entre elas (Tabelas A.3 a A.9).

Tabela A.3 – Valores das ações concentradas devido às transversinas nas longarinas dos vãos 1, 3 e 15.

Longarina	Concentrada das transversinas (kN)							qLong	% carga
8	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
7	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
6	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
5	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
4	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
3	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
2	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
1	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	76,5	12,50%
V7	V8	V9	V8	V9	V8	V8	V7	(kN/m)	%

Fonte: Autora (2021).

Tabela A.4 – Valores das ações concentradas devido às transversinas nas longarinas dos vãos 2 e 14.

Longarina	Concentrada das transversinas (kN)			qLong	% carga
8	36,6	19,0	36,6	89,5	18,75%
7	20,3	10,5	20,3	49,7	10,42%
6	20,3	10,5	20,3	49,7	10,42%
5	20,3	10,5	20,3	49,7	10,42%
4	20,3	10,5	20,3	49,7	10,42%
3	20,3	10,5	20,3	49,7	10,42%
2	20,3	10,5	20,3	49,7	10,42%
1	36,6	19,0	36,6	89,5	18,75%
V10	V8	V10		(kN/m)	%

Fonte: Autora (2021).

Tabela A.5 – Valores das ações concentradas devido às transversinas nas longarinas dos vãos 4 e 9.

Longarina	Concentrada das transversinas (kN)			qLong	% carga
8	36,6	19,0	36,6	91,85	18,75%
7	20,3	10,5	20,3	51,03	10,42%

Continuação

Tabela A.5 - Valores das ações concentradas devido às transversinas nas longarinas dos vãos 4 e 9
(continuação)

Longarina	Concentrada das transversinas (kN)				qLong	% carga
6	20,3	10,5	20,3	20,3	51,03	10,42%
5	20,3	10,5	20,3	20,3	51,03	10,42%
4	20,3	10,5	20,3	20,3	51,03	10,42%
3	20,3	10,5	20,3	20,3	51,03	10,42%
2	20,3	10,5	20,3	20,3	51,03	10,42%
1	36,6	19,0	36,6	36,6	91,85	18,75%
	V10	V8	V10		(kN/m)	%

Fonte: Autora (2021).

Tabela A.6 – Valores das ações concentradas devido às transversinas nas longarinas dos vãos 5 e 8.

Longarina	Concentrada das transversinas (kN)								qLong	% carga
8	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,36	12,50%
7	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,36	12,50%
6	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,36	12,50%
5	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,36	12,50%
4	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,36	12,50%
3	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,36	12,50%
2	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,36	12,50%
1	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,36	12,50%
	V7	V8	V9	V8	V9	V8	V7		(kN/m)	%

Fonte: Autora (2021).

Tabela A.7 – Valores das ações concentradas devido às transversinas nas longarinas dos vãos 5 e 8.

Longarina	Concentrada das trans (kN)								qLong	% carga
8	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,4	12,50%
7	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,4	12,50%
6	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,4	12,50%
5	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,4	12,50%
4	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,4	12,50%
3	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,4	12,50%
2	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,4	12,50%
1	71,9	12,7	43,1	12,7	43,1	12,7	71,9	71,9	72,4	12,50%
	V7	V8	V9	V8	V9	V8	V7		(kN/m)	%

Fonte: Autora (2021).

Tabela A.8 – Valores das ações concentradas devido às transversinas nas longarinas dos vãos 10 e 13.

Longarina	Concentrada das transversinas (kN)					qLong	% carga
8	101,5	17,9	17,9	17,9	62,9	89,0	17,65%
7	62,0	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
6	62,0	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
5	62,0	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
4	62,0	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
3	62,0	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
2	62,0	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
1	101,5	17,9	17,9	17,9	62,9	89,0	17,65%
V7	V8	V8	V8	V11		(kN/m)	%

Fonte: Autora (2021).

Tabela A.9 – Valores das ações concentradas devido às transversinas nas longarinas dos vãos 11 e 12.

Longarina	Concentrada das transversinas (kN)					qLong	% carga
8	62,9	17,9	17,9	17,9	62,9	89,0	17,65%
7	38,4	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
6	38,4	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
5	38,4	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
4	38,4	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
3	38,4	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
2	38,4	10,9	10,9	10,9	38,4	54,4	10,78%
1	62,9	17,9	17,9	17,9	62,9	89,0	17,65%
V11	V8	V8	V8	V11		(kN/m)	%

Fonte: Autora (2021).

A.3. Ações Permanentes nas transversinas

Os valores das ações permanentes nas transversinas dos demais vãos são apresentados a seguir e seguem o mesmo roteiro de cálculo apresentado no item 6.2.2.2 deste trabalho.

Tabela A.10 – Valores parciais e totais de ações permanentes nas transversinas dos vãos de 1,3 e 15.

Transversina 4	V8_1	V8_2	V8_3	V8_4	V8_5	V8_6	V8_7
Área (m²)	6,0	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,0
Laje (kN)	23,8	24,5	24,5	24,5	24,5	24,5	23,8
Asfalto (kN)	0,0	33,1	40,5	46,0	40,5	33,1	0,0
Recapeamento (kN)	11,9	12,3	12,3	12,3	12,3	12,3	11,9
Peso Próprio (kN)	10,7	10,9	10,9	10,9	10,9	10,9	10,7
Calçada (kN)	59,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	59,5
Total (kN)	105,9	80,8	88,1	93,6	88,1	80,8	105,9
Vão entre eixos (m)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Total (kN/m)	30,7	23,1	25,2	26,8	25,2	23,1	30,7

Fonte: Autora (2021).

Tabela A.11 – Valores parciais e totais de ações permanentes nas transversinas dos vãos de 1,3 e 15.

Transversina 3=5	V8_1	V8_2	V8_3	V8_4	V8_5	V8_6	V8_7
Área (m²)	6,0	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,0
Laje (kN)	23,8	24,5	24,5	24,5	24,5	24,5	23,8
Asfalto (kN)	0,0	33,1	40,5	46,0	40,5	33,1	0,0
Recapeamento (kN)	11,9	12,3	12,3	12,3	12,3	12,3	11,9
Peso Próprio (kN)	38,5	39,2	39,2	39,2	39,2	39,2	38,5
Calçada (kN)	59,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	59,5
Total (kN)	133,7	109,0	116,4	121,9	116,4	109,0	133,7
Vão entre eixos (m)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Total (kN/m)	38,7	31,2	33,3	34,8	33,3	31,2	38,7

Fonte: Autora (2021).

Tabela A.12 – Valores parciais e totais de ações permanentes nas transversinas dos vãos de 1,3 e 15.

Transversina 2=6	V8_1	V8_2	V8_3	V8_4	V8_5	V8_6	V8_7
Área (m²)	6,0	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,0
Laje (kN)	23,8	24,5	24,5	24,5	24,5	24,5	23,8
Asfalto (kN)	0,0	33,1	40,5	46,0	40,5	33,1	0,0
Recapeamento (kN)	11,9	12,3	12,3	12,3	12,3	12,3	11,9
Peso Próprio (kN)	11,3	11,3	11,3	11,3	11,3	11,3	11,3
Calçada (kN)	59,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	59,5
Total (kN)	106,5	81,1	88,5	94,0	88,5	81,1	106,5
Vão entre eixos (m)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Total (kN/m)	30,9	23,2	25,3	26,9	25,3	23,2	30,9

Fonte: Autora (2021).

Tabela A.13 – Valores parciais e totais de ações permanentes nas transversinas dos vãos de 1,3 e 15.

Transversina 1=7	V8_1	V8_2	V8_3	V8_4	V8_5	V8_6	V8_7
Área (m²)	3,8	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,8
Laje (kN)	15,1	15,5	15,5	15,5	15,5	15,5	15,1
Asfalto (kN)	0,0	20,9	25,6	29,1	25,6	20,9	0,0
Recapeamento (kN)	7,6	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8	7,6
Peso Próprio (kN)	64,1	65,3	65,3	65,3	65,3	65,3	64,1
Calçada (kN)	37,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	37,8
Total (kN)	124,5	109,4	114,1	117,6	114,1	109,4	124,5
Vão entre eixos (m)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Total (kN/m)	36,1	31,3	32,6	33,6	32,6	31,3	36,1

Fonte: Autora (2021).

Anexo B

B.1. Ações Móveis nas longarinas

As ações variáveis de cada um dos vãos da ponte estão apresentadas neste anexo, nas Tabelas B.1 a B.9.

Tabela B.1 – Valores do trem-tipo para as longarinas dos vãos 1 e 15.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
q_2	-0,024	-0,017	-0,010	-0,003	0,003	0,010	0,017	0,024
Início LI	0,469	0,372	0,273	0,174	0,076	-0,023	-0,122	-0,219
Fim LI	-0,219	-0,122	-0,023	0,076	0,174	0,273	0,372	0,469
Q1	43,28	36,36	29,30	19,55	19,55	29,30	36,36	43,28
q2 Φ	6,33	6,46	7,22	5,38	5,38	7,22	6,46	6,33
q2 passeio	6,44	5,20	4,11	4,05	4,05	4,11	5,20	6,44
q1 Φ	10,66	10,06	10,08	7,59	7,59	10,08	10,06	10,66
q1 passeio	6,44	5,20	7,22	4,05	4,05	7,22	5,20	6,44
$\sum x^2$	512,06							

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.2 – Valores do trem-tipo para as longarinas dos vãos 2 e 14.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,33	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,33
q_2	-0,036	-0,004	-0,003	-0,001	0,001	0,003	0,004	0,036
Início LI	0,852	0,120	0,095	0,069	0,044	0,019	-0,007	-0,192
Fim LI	-0,192	-0,007	0,019	0,044	0,069	0,095	0,120	0,852
Q1	86,73	13,00	11,255	9,367	9,367	11,255	13,004	86,73
q2 Φ	17,94	3,26	3,471	3,620	3,620	3,471	3,256	17,94
q2 passeio	12,05	1,82	1,847	1,831	1,831	1,847	1,816	12,05
q1 Φ	26,61	4,56	4,597	4,557	4,557	4,597	4,557	26,61
q1 passeio	12,05	1,82	1,85	1,83	1,831	1,847	1,816	12,05
$\sum I x^2$	49,83	I _M	0,15	I _m	0,03			

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.3 – Valores do trem-tipo para as longarinas do vão 3.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
q_2	-0,024	-0,017	-0,010	-0,003	0,003	0,010	0,017	0,024
Início LI	0,469	0,372	0,273	0,174	0,076	-0,023	-0,122	-0,219
Fim LI	-0,219	-0,122	-0,023	0,076	0,174	0,273	0,372	0,469
Q1	43,28	36,36	29,30	19,55	19,55	29,30	36,36	43,28
q2 Φ	6,33	6,46	7,22	5,38	5,38	7,22	6,46	6,33
q2 passeio	6,44	5,20	4,11	4,05	4,05	4,11	5,20	6,44
q1 Φ	10,66	10,06	10,08	7,59	7,59	10,08	10,06	10,66
q1 passeio	6,44	5,20	7,22	4,05	4,05	7,22	5,20	6,44
$\sum I x^2$	149,32	I _M	0,29	I _m	0,29			

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.4 – Valores do trem-tipo para as longarinas dos vãos 4 e 9.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,33	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,33
q_2	-0,036	-0,004	-0,003	-0,001	0,001	0,003	0,004	0,036
Início LI	0,846	0,120	0,095	0,069	0,044	0,019	-0,007	-0,186
Fim LI	-0,186	-0,007	0,019	0,044	0,069	0,095	0,120	0,846
Q1	85,67	12,93	11,21	9,35	9,35	11,21	12,93	85,67
q2 Φ	18,05	3,26	3,47	3,62	3,62	3,47	3,26	18,05
q2 passeio	12,75	1,96	1,97	1,95	1,95	1,97	1,96	12,75
q1 Φ	26,61	3,76	4,60	4,56	4,56	4,60	3,76	26,61
q1 passeio	12,75	1,96	1,97	1,95	1,95	1,97	1,96	12,75
$\sum I x^2$	49,83	I _M	0,15	I _m	0,03			

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.5 – Valores do trem-tipo para as longarinas dos vãos 5 e 8.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
q_2	-0,024	-0,017	-0,010	-0,003	0,003	0,010	0,017	0,024
Início LI	0,469	0,371	0,272	0,174	0,076	-0,022	-0,121	-0,219
Fim LI	-0,219	-0,121	-0,022	0,076	0,174	0,272	0,371	0,469
Q1	43,28	36,29	29,234	22,245	22,25	29,23	36,29	43,28

Continuação

Tabela B.5 - Valores do trem-tipo para as longarinas dos vãos 5 e 8 (continuação).

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q2 Φ	6,33	6,88	7,158	7,857	7,86	7,16	6,88	6,33
q2 passeio	6,44	5,16	3,897	4,042	4,04	3,90	5,16	6,44
q1 Φ	10,66	10,13	10,081	10,081	10,08	10,08	10,13	10,66
q1 passeio	6,44	5,16	3,90	4,04	4,04	3,90	5,16	6,44
$\sum I x^2$	125,02	I _M	0,24	I _m	0,24			

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.6 – Valores do trem-tipo para as longarinas dos vãos 6 e 7.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
q_2	-0,024	-0,017	-0,010	-0,003	0,003	0,010	0,017	0,024
Início LI	0,469	0,371	0,272	0,174	0,076	-0,022	-0,121	-0,219
Fim LI	-0,219	-0,121	-0,022	0,076	0,174	0,272	0,371	0,469
Q1	43,28	36,29	29,234	22,245	22,25	29,23	36,29	43,28
q2 Φ	6,33	6,88	7,158	7,857	7,86	7,16	6,88	6,33
q2 passeio	6,44	5,16	3,897	4,042	4,04	3,90	5,16	6,44
q1 Φ	10,66	10,13	10,081	10,081	10,08	10,08	10,13	10,66
q1 passeio	6,44	5,16	3,90	4,04	4,04	3,90	5,16	6,44
$\sum I x^2$	125,02	I _M	0,24	I _m	0,24			

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.7 – Valores do trem-tipo para as longarinas do vão 10.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,30	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,30
q_2	-0,035	-0,006	-0,003	-0,001	0,001	0,003	0,006	0,035
Início LI	0,802	0,150	0,117	0,084	0,051	0,018	-0,014	-0,209
Fim LI	-0,209	-0,014	0,018	0,051	0,084	0,117	0,150	0,802
Q1	80,52	16,05	12,239	11,302	11,30	12,24	16,05	80,52
q2 Φ	15,86	3,88	2,768	3,383	3,38	2,77	3,88	15,86
q2 passeio	11,29	2,24	1,692	1,806	1,81	1,69	2,24	11,29
q1 Φ	23,91	5,48	3,992	4,513	4,51	3,99	5,48	23,91
q1 passeio	11,29	2,24	1,69	1,81	1,81	1,69	2,24	11,29
$\sum I x^2$	68,33	I _M	0,19	I _m	0,04			

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.8 – Valores do trem-tipo para as longarinas dos vãos 11 e 12.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,30	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,30
q_2	-0,035	-0,006	-0,003	-0,001	0,001	0,003	0,006	0,035
Início LI	0,802	0,150	0,117	0,084	0,051	0,018	-0,014	-0,209
Fim LI	-0,209	-0,014	0,018	0,051	0,084	0,117	0,150	0,802
Q1	80,52	16,05	12,239	11,302	11,30	12,24	16,05	80,52
q2 Φ	15,86	3,88	2,768	3,383	3,38	2,77	3,88	15,86
q2 passeio	11,29	2,24	1,692	1,806	1,81	1,69	2,24	11,29
q1 Φ	23,91	5,48	3,992	4,513	4,51	3,99	5,48	23,91
q1 passeio	11,29	2,24	1,69	1,81	1,81	1,69	2,24	11,29
$\sum I_{x^2}$	68,33	I _M	0,19	I _m	0,04			

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.9 – Valores do trem-tipo para as longarinas do vão 13.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
q_1	0,30	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,30
q_2	-0,035	-0,006	-0,003	-0,001	0,001	0,003	0,006	0,035
Início LI	0,802	0,150	0,117	0,084	0,051	0,018	-0,014	-0,209
Fim LI	-0,209	-0,014	0,018	0,051	0,084	0,117	0,150	0,802
Q1	80,52	16,05	12,239	11,302	11,30	12,24	16,05	80,52
q2 Φ	15,86	3,88	2,768	3,383	3,38	2,77	3,88	15,86
q2 passeio	11,29	2,24	1,692	1,806	1,81	1,69	2,24	11,29
q1 Φ	23,91	5,48	3,992	4,513	4,51	3,99	5,48	23,91
q1 passeio	11,29	2,24	1,69	1,81	1,81	1,69	2,24	11,29
$\sum I_{x^2}$	68,33	I _M	0,19	I _m	0,04			

Fonte: Autora (2021).

B.2. Ações Móveis nas transversinas

Todos os valores dos trens-tipo das transversinas dos demais vãos são apresentados a seguir, nas Tabelas B.10 a B.18.

Tabela B.10 – Valores do trem-tipo para as transversinas do vão 1 e 15.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
Q1	110,78	146,55	146,55	146,55	146,55	146,55	110,78	110,78
q2 Φ	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
q1 Φ	7,17	14,34	14,34	14,34	14,34	14,34	7,17	7,17

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.11 – Valores do trem-tipo para as transversinas do vão 2 e 14.

	Long1	Long2	Long3
Q1	111,54	148,08	111,54
q2 Φ	0,0000	0,0000	0,0000
q1 Φ	7,31	14,63	7,31

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.12 – Valores do trem-tipo para as transversinas do vão 3.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
Q1	113,24	151,47	151,47	151,47	151,47	151,47	113,24	113,24
q2 Φ	0,0029	0,0059	0,0059	0,0059	0,0059	0,0059	0,0029	0,0029
q1 Φ	7,65	15,30	15,30	15,30	15,30	15,30	7,65	7,65

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.13 – Valores do trem-tipo para as transversinas do vão 4 e 9.

	Long1	Long2	Long3
Q1	107,95	140,90	107,95
q2 Φ	0,0000	0,0000	0,0000
q1 Φ	6,69	13,38	6,69

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.14 – Valores do trem-tipo para as transversinas do vão 5 e 8.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
Q1	112,77	150,74	150,74	150,74	150,74	150,74	112,77	112,77
q2 Φ	0,0004	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0004	0,0004
q1 Φ	7,56	15,11	15,11	15,11	15,11	15,11	7,56	7,56

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.15 – Valores do trem-tipo para as transversinas do vão 6 e 7.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5	Long 6	Long 7	Long 8
Q1	117,55	160,10	160,10	160,10	160,10	160,10	117,55	117,55
q2 Φ	0,1573	0,3145	0,3145	0,3145	0,3145	0,3145	0,1573	0,1573
q1 Φ	8,67	17,34	17,34	17,34	17,34	17,34	8,67	8,67

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.16 – Valores do trem-tipo para as transversinas do vão 10.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5
Q1	107,26	139,52	139,52	139,52	107,26
q2 Φ	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
q1 Φ	6,58	13,16	13,16	13,16	6,58

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.17 – Valores do trem-tipo para as transversinas do vão 11 e 12.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5
Q1	107,55	140,10	140,10	140,10	107,55
q2 Φ	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
q1 Φ	6,63	13,25	13,25	13,25	6,63

Fonte: Autora (2021).

Tabela B.18 – Valores do trem-tipo para as transversinas do vão 13.

	Long1	Long2	Long3	Long 4	Long 5
Q1	108,44	141,89	141,89	141,89	108,44
q2 Φ	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
q1 Φ	6,77	13,54	13,54	13,54	6,77

Fonte: Autora (2021).

Anexo C

Neste anexo, estão apresentadas as planilhas de cálculo da combinação de esforços para a determinação das envoltórias de esforço momento fletor e de força cortante das transversinas do vão 3.

C.1. Esforços de momento fletor e força cortante nas transversinas

Tabela C.1 – Valores de envoltória dos esforços solicitantes nas transversinas V1 e V7.

Seção (m)	M _{Sd} + (kN)	M _{Sd} - (kN)	V _{Sd} + (kN)	V _{Sd} - (kN)
0	48,8	-61,6	430,5	84,9
2,03	598,9	-178,4	207,5	-272,7
3,45	587,3	-278,9	94,0	-397,4
3,45	573,2	-254,8	409,7	-77,4
5	826,7	-286,5	241,8	-244,1
6,95	727,6	-447,2	85,4	-415,6
6,95	709,1	-413,4	406,3	-100,6
8,57	858,2	-326,8	243,8	-258,8
10,45	713,0	-386,7	88,7	-425,6
10,45	705,4	-367,3	419,4	-98,8
12,2	845,6	-235,9	255,2	-255,0

Fonte: Autora (2021).

Tabela C.2 – Valores de envoltória dos esforços solicitantes nas transversinas V2 e V6.

Seção (m)	M _{Sd} + (kN)	M _{Sd} - (kN)	V _{Sd} + (kN)	V _{Sd} - (kN)
0	32,5	-197,0	469,6	71,1
2,03	210,2	4,7	184,5	-153,6
3,45	66,5	-188,8	-14,2	-456,1
3,45	63,5	-194,0	446,3	-2,4
5	199,5	-16,5	198,8	-184,7
6,95	55,9	-205,4	-2,7	-451,9
6,95	55,2	-206,2	455,3	5,4
8,57	200,0	-18,1	193,2	-190,8
10,45	57,9	-204,2	-3,8	-453,8
10,45	55,9	-206,0	8,3	458,3
12,2	202,3	-16,1	192,0	-192,2

Fonte: Autora (2021).

Tabela C.3 – Valores de envoltória dos esforços solicitantes nas transversinas V3 e V5.

Seção (m)	M _{Sd+} (kN)	M _{Sd-} (kN)	V _{Sd+} (kN)	V _{Sd-} (kN)
0	55,6	-82,6	478,0	84,3
2,03	593,9	-182,3	230,4	-241,7
3,45	561,8	-290,4	85,4	-437,2
3,45	540,0	-262,4	439,8	-86,3
5	769,3	-243,9	250,1	-270,6
6,95	628,9	-432,8	80,4	-461,9
6,95	606,5	-397,0	446,3	-104,9
8,57	762,7	-298,1	254,4	-287,1
10,45	594,3	-361,1	89,1	-469,2
10,45	591,0	-343,9	463,5	-99,0
12,2	744,2	-209,1	274,5	-274,7

Fonte: Autora (2021).

Tabela C.4 – Valores de envoltória dos esforços solicitantes na transversina V4.

Seção (m)	M _{Sd+} (kN)	M _{Sd-} (kN)	V _{Sd+} (kN)	V _{Sd-} (kN)
0	32,5	-196,9	469,2	70,7
2,03	209,8	4,4	179,0	-158,0
3,45	66,2	-189,0	-14,0	-455,6
3,45	63,5	-194,3	446,0	-2,7
5	199,4	-16,7	182,9	-200,4
6,95	55,7	-205,3	-2,6	-451,7
6,95	55,2	-206,6	455,0	5,1
8,57	199,9	-17,9	178,5	-205,4
10,45	57,7	-204,0	-3,7	-453,4
10,45	55,9	-206,3	458,0	8,0
12,2	202,1	-15,8	192,2	-192,0

Fonte: Autora (2021).

Anexo D

Neste anexo são mostradas as planilhas de cálculo de dimensionamento das demais longarinas, transversinas e lajes do vão 3.

D.1. Largura colaborante das longarinas

Tabela D.1 – Valores dos parâmetros para determinação da largura de mesa colaborante das longarinas.

Item	Long 1	Long 2	Long 3	Long 4	Long5	Long6	Long7	Long8
$b_1 \leq 0,1a$	188,6	188,6	188,6	188,6	188,6	188,6	188,6	188,6
$b_1 \leq 0,5b_2$	133,5	136	136	136	136	136	136	133,5
$b_3 \leq 0,1a$	188,6	188,6	188,6	188,6	188,6	188,6	188,6	188,6
$b_3 \leq b_4$	186	341	341	341	341	341	341	186
$b_{f,final}(\text{cm})$	379,5	332	332	332	332	332	332	379,5

Fonte: Autora (2021).

D.2. Dimensionamento da armadura longitudinal das longarinas

Tabela D.2– Valores dos parâmetros para determinação da armadura longitudinal das longarinas.

Item	Long 1	Long 2	Long 3	Long 4	Long5	Long6	Long7	Long8
d (cm)	162	162	162	162	162	162	162	162
M_{perm} (kN.m)	3795,8	3795,8	3795,8	3795,8	3795,8	3795,8	3795,8	3795,8
$M_{móvel,\Phi}$ (kN.m)	1083,71	969,72	885,83	627,17	627,17	885,83	969,72	1083,71
$M_{passeio}$ (kN.m)	286,4	231,2	182,8	180,1	180,1	182,8	231,2	286,4
$M_{Sd,máx}$ (kN.m)	7179,50	6925,72	6727,27	6335,24	6335,24	6727,27	6925,72	7179,50
k_c	13,87	12,58	12,95	13,75	13,75	12,95	12,58	13,87
β_c	0,04	0,05	0,05	0,04	0,04	0,05	0,05	0,04
x	6,60	8,10	8,10	6,48	6,48	8,10	8,10	6,60
Verificação T falsa	Válida							
k_s	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023
A_s	101,93	98,33	95,51	89,94	89,94	95,51	98,33	101,93

Continuação

Tabela D.2 - Valores dos parâmetros para determinação da armadura longitudinal das longarinas (continuação).

Item	Long 1	Long 2	Long 3	Long 4	Long5	Long6	Long7	Long8
Φ armadura	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00
A, barra de 25	4,91	4,91	4,91	4,91	4,91	4,91	4,91	4,91
n, barra de 25	21,00	21,00	20,00	19,00	19,00	20,00	21,00	21,00
Verificação $a_{s,\min}$	Válido							

Fonte: Autora (2021).

Os aspectos construtivos das armaduras das demais longarinas, são os mesmos apresentados no item 6.4.1.2 deste trabalho, com espaçamento máximo vertical e horizontal de 2,5 cm.

D.3. Largura colaborante das transversinas

Tabela D.3 – Valores dos parâmetros para determinação da largura de mesa colaborante das transversinas.

Item	V7 / V1	V8 / V2	V9 / V3	V8 / V4	V9 / V5	V8 / V6	V7 / V7
b₁ ≤ 0,1a	146,4	146,4	146,4	146,4	146,4	146,4	146,4
b₁ ≤ 0,5b₂	119	129	129,0	129	129	129	119
b₃ ≤ 0,1a	146,4	146,4	146,4	146,4	146,4	146,4	146,4
b₃ ≤ b₄	0	297	297,0	297	297	297	0
b_{f,final}(cm)	169	288	288	288	288	288	169

Fonte: Autora (2021).

Como o esquema estático das transversinas (Figura 65) resulta em momentos negativos nas extremidades de cada tramo da viga, a determinação da distância a foi feita de acordo com o item 14.6.6.2 Largura colaborante das vigas de seção T da NBR 6118:2014, por meio da consideração de momentos nas duas extremidades, resultando na redução do valor de $a = l$ para $a = 0,6 l$.

D.4. Dimensionamento da armadura longitudinal das transversinas

Para os momentos positivos dos tramos da transversina, realizou-se a determinação dos valores de armaduras longitudinais como apresentado na Tabela D.4.

Tabela D.4– Valores dos parâmetros para determinação da armadura longitudinal de momentos positivos das transversinas.

Item	V7 / V1	V8 / V2	V9 / V3	V8 / V4	V9 / V5	V8 / V6	V7 / V7
d (cm)	162,00	45,00	162,00	45,00	162,0	45,0	162,0
M_{Sd,máx} (kN.m)	858,2	210,2	769,3	209,8	769,3	210,2	858,2
k_c	51,68	27,75	98,25	27,80	98,2	27,7	51,7
β_c	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
x	3,24	0,90	3,24	0,90	3,2	0,9	3,2
Verificação T falsa	Válida						
k_s	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023
A_s	12,18	10,74	10,92	10,72	10,9	10,7	12,2
Φ armadura	16,00	16,00	16,00	16,00	16,0	16,0	16,0
A, barra de 16	2,0	2,0	2,011	2,0	2,0	2,0	2,0
n, barra de 16	7	6	6	6	6	6	7
Verificação a_{s,mín}	Asw,mín	Válido	Asw,mín	Válido	Asw,mín	Válido	Asw,mín

Fonte: Autora (2021).

As armaduras mínimas das seções são apresentadas na Tabela D.5. Como foram considerados três tipos de transversinas distintas, foram calculadas três áreas de armadura mínima, considerando que seção transversal da armadura está diretamente relacionada a seção transversal do elemento estrutural.

Tabela D.5– Valores dos armadura mínima para as transversinas.

Item	V7 / V1	V8 / V2	V9 / V3	V8 / V4	V9 / V5	V8 / V6	V7 / V7
A_{s,mín} (cm²)	17,88	9,23	15,63	9,23	15,6	9,2	17,9
Φ armadura	16,00	16,00	16,00	16,00	16,0	16,0	16,0
A, barra de 16	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
n, barra de 16	9	5	8	5	8	5	9

Fonte: Autora (2021).

Para as armaduras longitudinais dos momentos fletores negativos, realizou-se o mesmo roteiro de cálculo obtendo, assim, os valores de armadura mostrados na Tabela D.6.

Tabela D.6– Valores dos parâmetros para determinação da armadura longitudinal de momentos negativos das transversinas.

Item	V7 / V1	V8 / V2	V9 / V3	V8 / V4	V9 / V5	V8 / V6	V7 / V7
d (cm)	162	45	162	45	162	45	162
M_{Sd,máx} (kN.m)	-447,2	-205,4	-432,8	-205,3	-432,8	-205,4	-447,2
k_c	29,34	2,96	18,19	2,96	18,2	3,0	29,3
β_c	0,02	0,21	0,04	0,21	0,04	0,21	0,02
x	3,24	9,45	6,48	9,45	6,5	9,5	3,2
Verificação T falsa	Válida						
k_s	0,023	0,025	0,023	0,025	0,023	0,025	0,023
A_s	6,35	11,41	6,1	11,41	6,1	11,4	6,3
Φ armadura	16	16	16	16	16	16	16
A, barra de 16	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
n, barra de 16	4	6	4	6	4	6	4
Verificação a_{s,mín}	As,mín	Válido	As,mín	Válido	As,mín	Válido	As,mín

Fonte: Autora (2021).

Além dos valores de barras determinados na Tabela D.6, foram consideradas duas barras de 10 mm de diâmetro para trabalhar como porta estribos.

D.5. Dimensionamento de laje com altura ótima

A seguir são apresentadas as planilhas de cálculo (Tabelas D.7 a D.11) da comparação entre os esforços e dimensionamento das lajes com 16 cm (altura original de projeto da Ponte do Limão) e com 25 cm (altura otimizada de acordo com o dimensionamento).

Para o aumento da altura da laje, a carga permanente (determinante para os valores de esforços) se elevou de 12,3 kN/m² para 14,55 kN/m².

Tabela D.7– Valores de momento fletor solicitante em função da altura da laje.

Item	Laje com h=16 cm		Laje com h=25 cm		Δ
	Valor	Unidade	Valor	Unidade	
$M_{xm,g}$	4,7	kN.m/m	5,5	kN.m/m	18%
$M_{xe,g}$	-11,3	kN.m/m	-13,4	kN.m/m	18%
$M_{ym,g}$	3,1	kN.m/m	3,7	kN.m/m	18%
$M_{ye,g}$	-7,9	kN.m/m	-9,4	kN.m/m	18%
$M_{xm,q}$	15,2	kN.m/m	14,6	kN.m/m	-4%
$M_{xe,q}$	-29,0	kN.m/m	-28,6	kN.m/m	-1%
$M_{ym,q}$	18,1	kN.m/m	17,6	kN.m/m	-3%
$M_{ye,q}$	-40,9	kN.m/m	-39,8	kN.m/m	-3%

Fonte: Autora (2021).

Tabela D.8– Valores de cortante solicitante em função da altura da laje.

Item	Laje com h=16 cm		Laje com h=25 cm		Δ
	Valor	Unidade	Valor	Unidade	
$V_{x,g}$	23,52	kN/m	27,8	kN/m	18%
$V_{y,g}$	18,94	kN/m	22,4	kN/m	18%
$V_{x,q}$	105,23	kN/m	100,6	kN/m	-4%
$V_{y,q}$	85,59	kN/m	83,3	kN/m	-3%

Fonte: Autora (2021).

Tabela D.9– Valores de armadura de flexão no meio do vão em função da altura da laje.

Item	M_{xm}			M_{ym}			Unidade
	h=16 cm	h=25 cm	Δ	h=16 cm	h=25 cm	Δ	
d	12,5	21,5	72%	12,5	21,5	72%	cm
b_w	100,0	100,0	0%	100,0	100,0	0%	cm
k_c	5,4	15,7	193%	5,0	14,8	196%	cm^2/kN
β_c	0,1	0,0	-65%	0,1	0,0	-68%	-
x	1,4	0,9	-40%	1,6	0,9	-45%	cm
k_s	0,0	0,0	-4%	0,0	0,0	-4%	cm^2/kN
A_s	5,6	3,1	-44%	6,0	3,4	-44%	cm^2/m
$A_{s,min}$	1,4	2,4	72%	1,4	2,4	72%	cm^2/m

Fonte: Autora (2021).

Tabela D.10– Valores de armadura de flexão no engaste em função da altura da laje.

Item	M _{xe}			M _{ye}			Unidade
	h=16 cm	h=25 cm	Δ	h=16 cm	h=25 cm	Δ	
d	14,5	23,5	62%	14,5	23,5	62%	cm
b _w	100,0	100,0	0%	100,0	100,0	0%	cm
k _c	3,6	9,1	153%	2,9	7,6	162%	cm ² /kN
β _c	0,2	0,1	-60%	0,2	0,1	-64%	-
x	2,5	1,6	-35%	3,2	1,9	-41%	cm
k _s	0,0	0,0	-4%	0,0	0,0	-4%	cm ² /kN
A _s	10,1	6,2	-39%	12,4	7,4	-41%	cm ² /m
A _{s,mín}	2,4	3,9	62%	2,4	3,9	62%	cm ² /m

Fonte: Autora (2021).

Tabela D.11– Valores de cortante solicitante e resistente em função da altura da laje.

Item	Laje com h=16 cm		Laje com h=25 cm		Δ
	Valor	Unidade	Valor	Unidade	
V _{Sd,máx}	189,6	kN/m	188,5	kN/m	-1%
V _{Rd1}	133,6	kN/m	197,5	kN/m	48%
τ _{Rd}	0,0	kN/cm ²	0,0	kN/cm ²	0%
k	1,5	m	1,5	m	0%
ρ ₁	0,0	%	0,0	%	-38%
b _w	100,0	cm	100,0	cm	0%
d	14,5	cm	23,5	cm	62%

Fonte: Autora (2021).

Com isso, como o valor de V_{Rd1} resultou superior ao valor de força cortante solicitante máxima, não sendo preciso armar a laje para os esforços de cisalhamento.

Anexo E

Neste anexo são mostradas as planilhas de cálculo para determinação das cargas permanentes do projeto original da Ponte do Limão, considerando as diferenças de peso próprio entre a época do detalhamento e os textos normativos atuais.

E.1. Ações permanentes nas longarinas (projeto original)

Para o cálculo das ações permanentes nas longarinas, de acordo com o projeto original, foram considerados os valores de peso próprio do concreto de 24 kN/m³ e do asfalto de 22 kN/m³, como apresentado no item 7.3.1 deste trabalho. Os valores obtidos são apresentados nas Tabelas E.1 e E.2.

Tabela E.1 - Valores parciais e totais de ações permanentes nas longarinas dos vãos de 1 a 7.

Vão Velho	1	2	3	4	5	6	7
Longarina	8,64	2,88	8,64	2,88	7,20	7,20	7,20
g1 (kN/m)	207,36	69,12	207,36	69,12	172,80	172,80	172,80
Chanfros	0,36	0,36	0,36	0,39	0,36	0,36	0,36
g2 (kN/m)	8,75	8,75	8,75	9,29	8,75	8,75	8,75
Dentes	0,20	0,20	0,20	0,16	0,20	0,20	0,20
g3 (kN/m)	4,80	4,80	4,80	3,84	4,80	4,80	4,80
Laje	3,86	4,24	3,86	4,32	3,98	3,98	3,98
g4 (kN/m)	92,54	101,76	92,54	103,68	95,62	95,62	95,62
Asfalto	4,59	4,59	4,59	4,59	4,59	4,59	4,59
g5 (kN/m)	101,06	101,06	101,06	101,06	101,06	101,06	101,06
Calçada	4,32	4,32	4,32	4,76	4,32	4,32	4,32
g6 (kN/m)	103,68	103,68	103,68	114,24	103,68	103,68	103,68
Guarda Co.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g7 (kN/m)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Barreiras	65,02	48,90	65,02	50,40	61,09	61,09	61,09
g8 (kN/m)	8,64	2,88	8,64	2,88	7,20	7,20	7,20
Total (kN)	207,36	69,12	207,36	69,12	172,80	172,80	172,80

Fonte: Autora (2021).

Tabela E.2 - Valores parciais e totais de ações permanentes nas longarinas dos vãos de 8 a 15.

Vão Velho		8	9	10	11	12	13	14	15
Longarina		7,20	2,88	4,08	4,08	4,08	4,08	2,88	8,64
g1 (kN/m)		172,80	69,12	97,92	97,92	97,92	97,92	69,12	207,36
Chanfros		0,36	0,39	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
g2 (kN/m)		8,75	9,29	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75	8,75
Dentes		0,20	0,16	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
g3 (kN/m)		4,80	3,84	4,80	4,80	4,80	4,80	4,80	4,80
Laje		3,98	4,32	4,11	4,11	4,11	4,11	4,24	3,86
g4 (kN/m)		95,62	103,68	98,69	98,69	98,69	98,69	101,76	92,54
Asfalto		4,59	4,59	4,59	4,59	4,59	4,59	4,59	4,59
g5 (kN/m)		101,06	101,06	101,06	101,06	101,06	101,06	101,06	101,06
Calçada		4,32	4,76	4,32	4,32	4,32	4,32	4,32	4,32
g6 (kN/m)		103,68	114,24	103,68	103,68	103,68	103,68	103,68	103,68
Guarda Co.		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g7 (kN/m)		2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Barreiras		61,09	50,40	52,11	52,11	52,11	52,11	48,90	65,02
g8 (kN/m)		7,20	2,88	4,08	4,08	4,08	4,08	2,88	8,64
Total (kN)		172,80	69,12	97,92	97,92	97,92	97,92	69,12	207,36

Fonte: Autora (2021).

Anexo F

Neste anexo, são apresentadas as tabelas com os valores discretizados de esforços solicitantes e resistentes dos elementos estruturais, de acordo com as figuras apresentadas no Capítulo 7 deste trabalho.

F.1. Esforços de momento fletor máximo solicitante nas longarinas

Apresentados na Figura 85 deste trabalho, os valores de momento solicitante de cálculo máximo foram determinados a partir da combinação dos esforços permanentes e móveis, apenas variando os coeficientes de ponderação para os respectivos valores, de acordo com as normas vigentes na época do projeto, conforme apresentado na Tabela F.1.

Tabela F.1 - Valores de cálculo de momentos fletores de acordo com as normas: NB-1/1943 e NBR 6118:2014.

Seções (m)	M $S_d, máx$ (kN.m)	
	2014	1946
0,00	0,0	0,0
0,25	418,1	494,4
3,31	4389,2	5181,9
6,37	6444,8	8026,3
9,43	7179,5	8892,4
12,49	6444,8	8031,7
15,55	4389,2	5181,9
18,608	418,1	494,4
18,86	0,0	0,0

Fonte: Autora (2021).

F.2. Esforços resistentes nas longarinas

Foram comparados os valores de momento resistente limite da seção transversal, a força cortante resistente de cálculo e o valor de força cortante resistente com a taxa mínima de armadura necessária para as longarinas (Tabela F.2). Os valores de momento estão apresentados na Figura 89 no item 7.5.1 deste trabalho.

Tabela F.2 - Comparação entre esforços resistentes para as seções do projeto original e da versão de cálculo atualizada.

Item	Nº.	M _{Rd,lim} (kN.cm)		V _{Rd2} (kN)		V _{Rd,mín} (kN)	
		1943	2014	1943	2014	1943	2014
Vão 1=15	Long 1	26156,1	61030,8	2643,1	5642,5	809,7	1424,4
	Long 2	23431,8	54674,1	2643,1	5642,5	809,7	1424,4
	Long 3	23431,8	54674,1	2643,1	5642,5	809,7	1424,4
	Long 4	23431,8	54674,1	2643,1	5642,5	809,7	1424,4
Vão 2=14	Long 1	10727,8	25031,5	1321,6	2821,2	404,8	712,2
	Long 2	3311,0	7725,8	734,2	1567,4	224,9	395,7
	Long 3	3311,0	7725,8	734,2	1567,4	224,9	395,7
	Long 4	3311,0	7725,8	734,2	1567,4	224,9	395,7
Vão 3	Long 1	26784,2	62496,5	2643,1	5642,5	809,7	1424,4
	Long 2	23431,8	54674,1	2643,1	5642,5	809,7	1424,4
	Long 3	23431,8	54674,1	2643,1	5642,5	809,7	1424,4
	Long 4	23431,8	54674,1	2643,1	5642,5	809,7	1424,4
Vão 4=9	Long 1	10022,0	23384,7	1321,6	2821,2	404,8	712,2
	Long 2	3093,2	7217,5	734,2	1567,4	224,9	395,7
	Long 3	3093,2	7217,5	734,2	1567,4	224,9	395,7
	Long 4	3093,2	7217,5	734,2	1567,4	224,9	395,7

Fonte: Autora (2021).

Anexo G

Neste anexo, são apresentadas as tabelas com os valores discretizados das armaduras dos elementos estruturais, de acordo com as figuras apresentadas no Capítulo 7 deste trabalho.

G.1. Comparação entre valores de armaduras longitudinais para vãos isostáticos

Os valores de armadura longitudinal das longarinas são apresentados como gráfico na Figura 88 e seus valores discretizados são apresentados na Tabela G.1.

Tabela G.1 - Comparação entre armaduras de flexão para as vigas isostáticas.

Data	Tipo	Nº	A_s (cm^2)		$A_{s,\text{porta estribo}}$ (cm^2)	
			Original	6118:2014	Original	6118:2014
Vão 1	V1	1	170,4	93,3	11,4	1,6
Vão 2	V2	2	34,9	22,0	2,9	1,6
Vão 2	V3	3	34,9	12,6	2,9	1,6
Vão 3	V1*	4	170,4	103,1	11,4	1,6
Vão 4	V2	5	34,9	22,0	2,9	1,6
Vão 4	V3	6	34,9	12,6	2,9	1,6
Vão 9	V2	7	34,9	22,0	2,9	1,6
Vão 9	V3	8	34,9	9,4	2,9	1,6
Vão 14	V2	9	34,9	22,0	2,9	1,6
Vão 14	V3	10	34,9	12,6	2,9	1,6
Vão 15	V1	11	170,4	93,3	11,4	1,6

Fonte: Autora (2021).

G.2. Comparação entre valores de armaduras longitudinais para vãos contínuos

A determinação das armaduras para os vãos contínuos seguiu o mesmo roteiro apresentado para as longarinas isostáticas, com a única diferença para a consideração dos momentos negativos. Para eles, foi realizado o processo de redistribuição de momentos para que a armadura se concentre, em sua maioria, na região central da viga, ao invés de se concentrar na porção central e nos apoios. A comparação entre os valores de armadura positiva e negativa para as vigas contínuas do projeto original e do projeto calculado com o texto normativo atual é mostrada na Tabela G.2.

Tabela G.2 - Comparaçāo entre armaduras de momento positivo e negativo para as vigas contínuas.

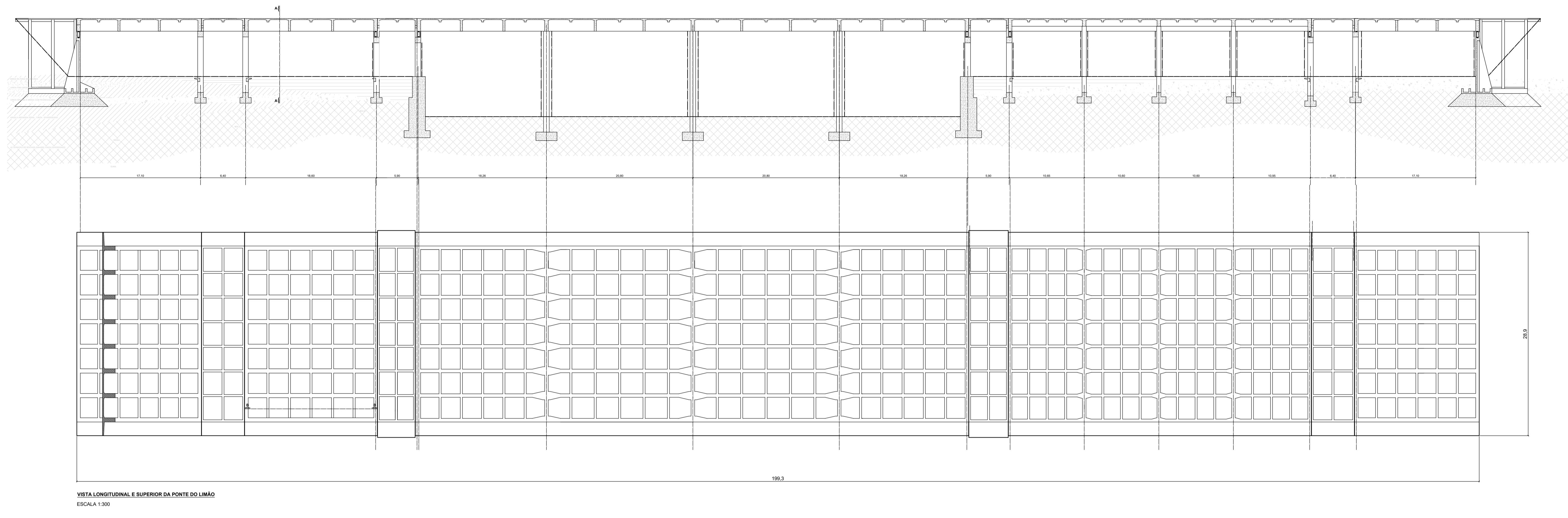
Data	Tipo	Nº	$A_{s,positiva} \text{ (cm}^2\text{)}$		$A_{s,negativa} \text{ (cm}^2\text{)}$	
			Original	6118:2014	Original	6118:2014
Vão 5	V4	1	136,81	68,72	228,02	83,45
Vão 6	V4	2	136,81	58,90	182,41	78,54
Vão 7	V4	3	136,81	58,90	228,02	83,45
Vão 8	V4	4	136,81	68,72	-	-
Vão 10	V5	5	44,18	37,70	54,00	40,84
Vão 10	V6	6	71,26	25,13	125,41	28,27
Vão 11	V5	7	34,36	28,27	54,00	28,27
Vão 11	V6	8	55,42	12,57	125,41	18,85
Vão 12	V5	9	34,36	28,27	54,00	37,70
Vão 12	V6	10	55,42	12,57	125,41	28,27
Vão 13	V5	11	44,18	40,84	-	-
Vão 13	V6	12	71,26	56,55	-	-

Fonte: Autora (2021).

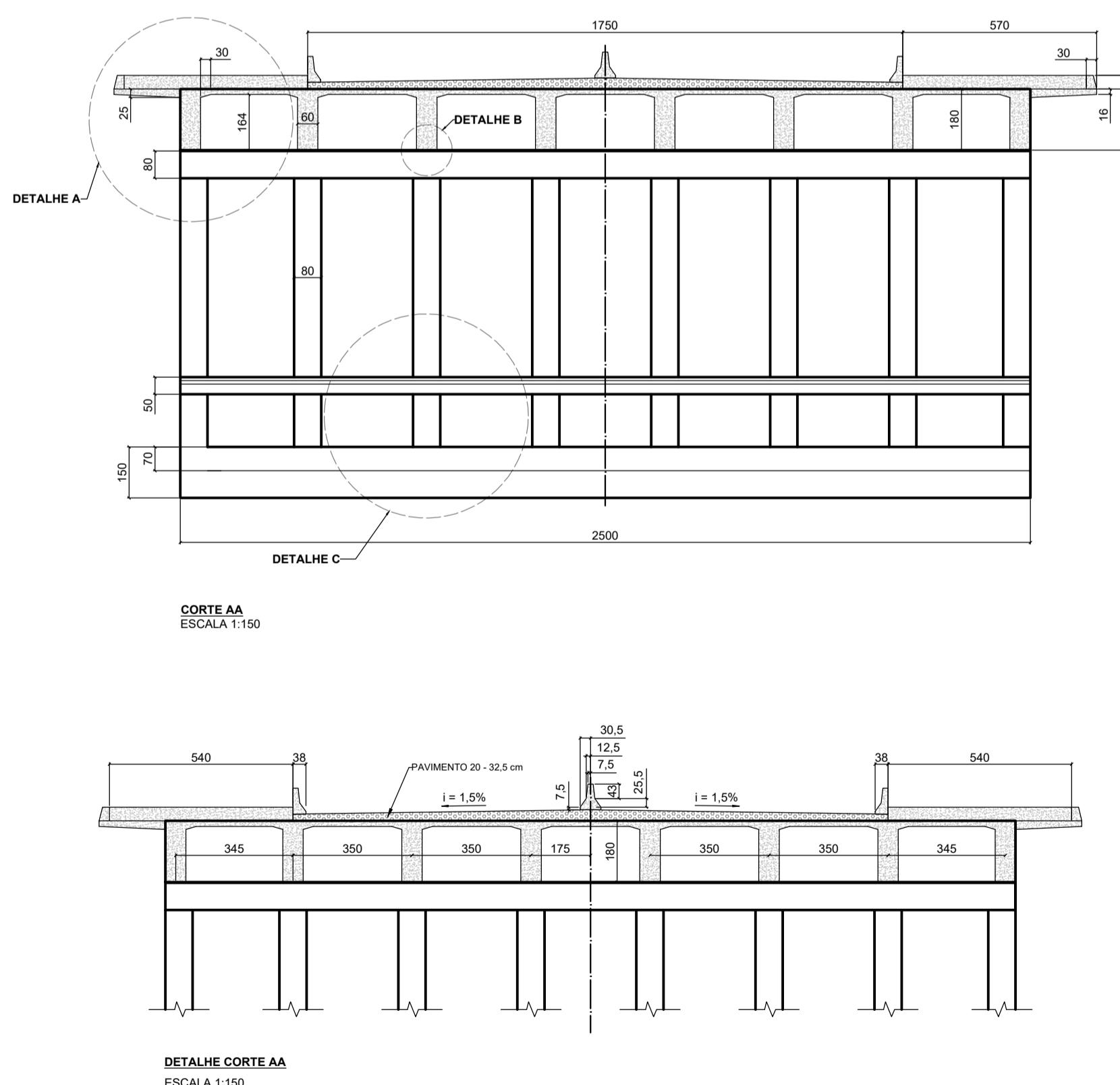
Anexo H

Neste anexo são apresentadas as folhas de projeto e detalhamento dos elementos dimensionados neste trabalho.

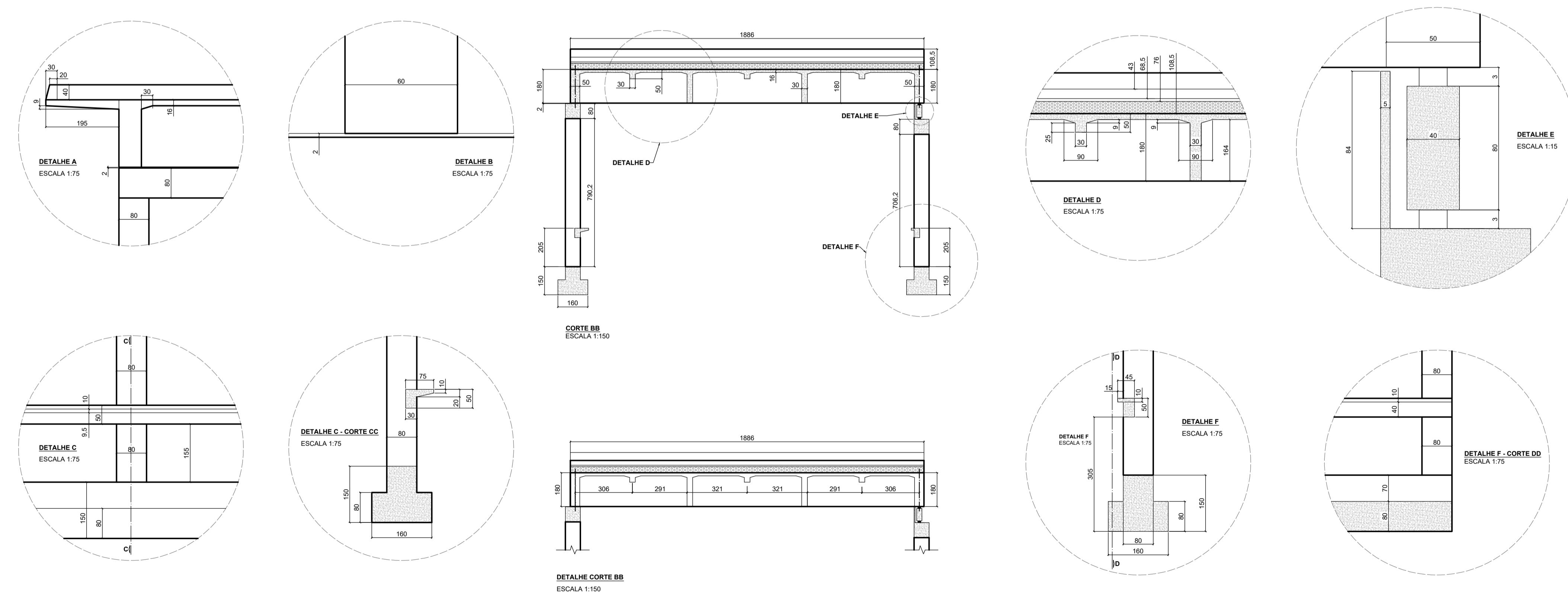
- Folha 1: Vistas longitudinal e superior da Ponte do Limão e detalhes do vão 3.
- Folha 2: Detalhamento da viga longarina 1 do vão 3.
- Folha 3: Detalhamento da viga transversina 1 do vão 3.
- Folha 4: Detalhamento da laje tipo central do vão 3.



VISTA LONGITUDINAL E SUPERIOR DA PONTE DO LIMÃO
ESCALA 1:300

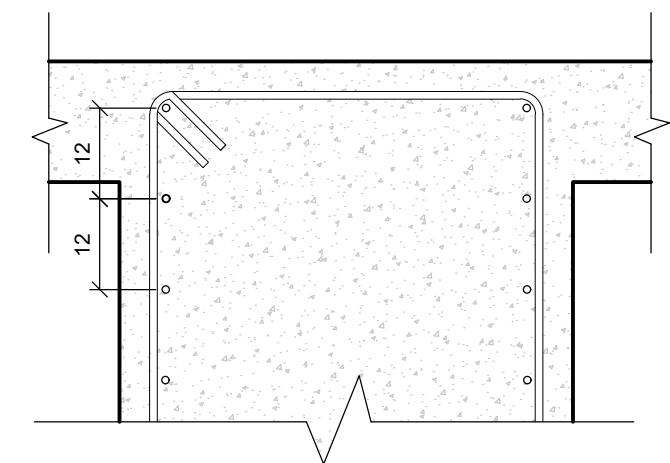
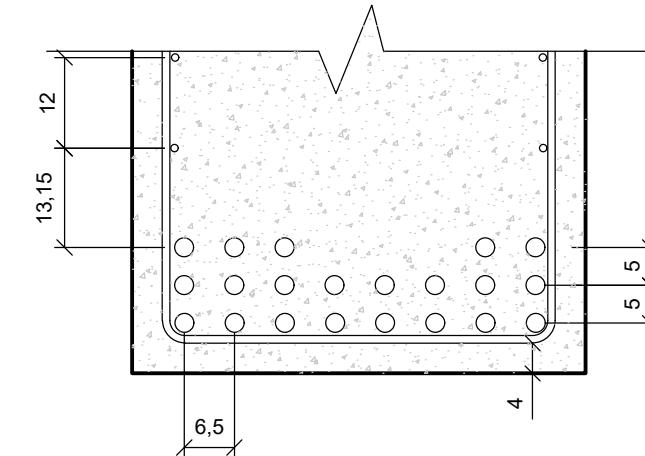
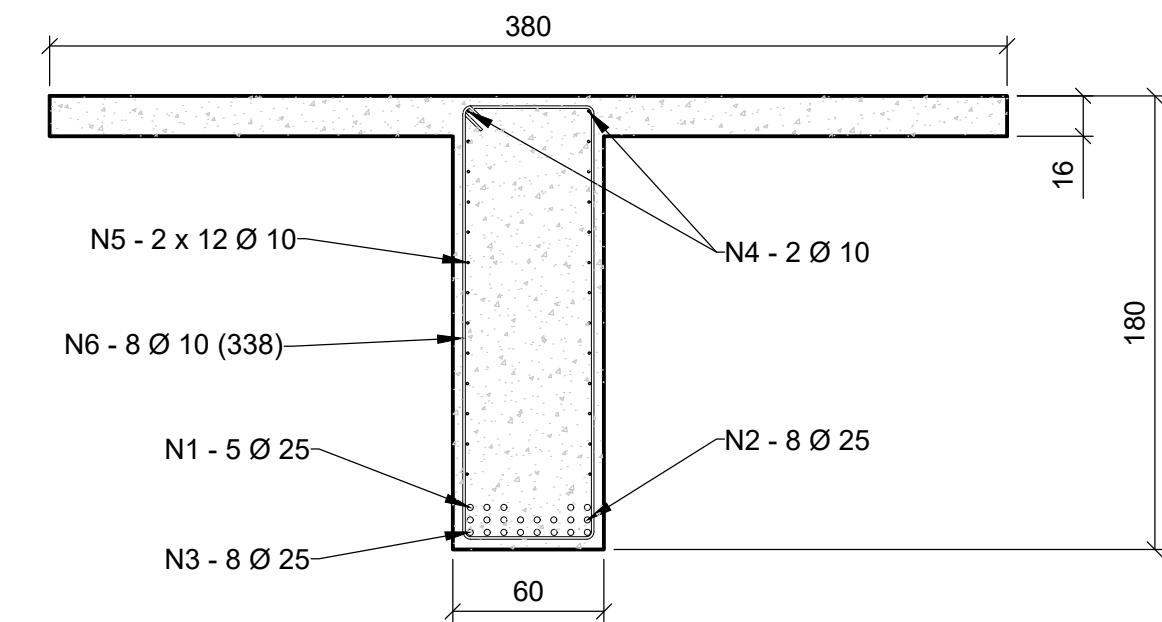
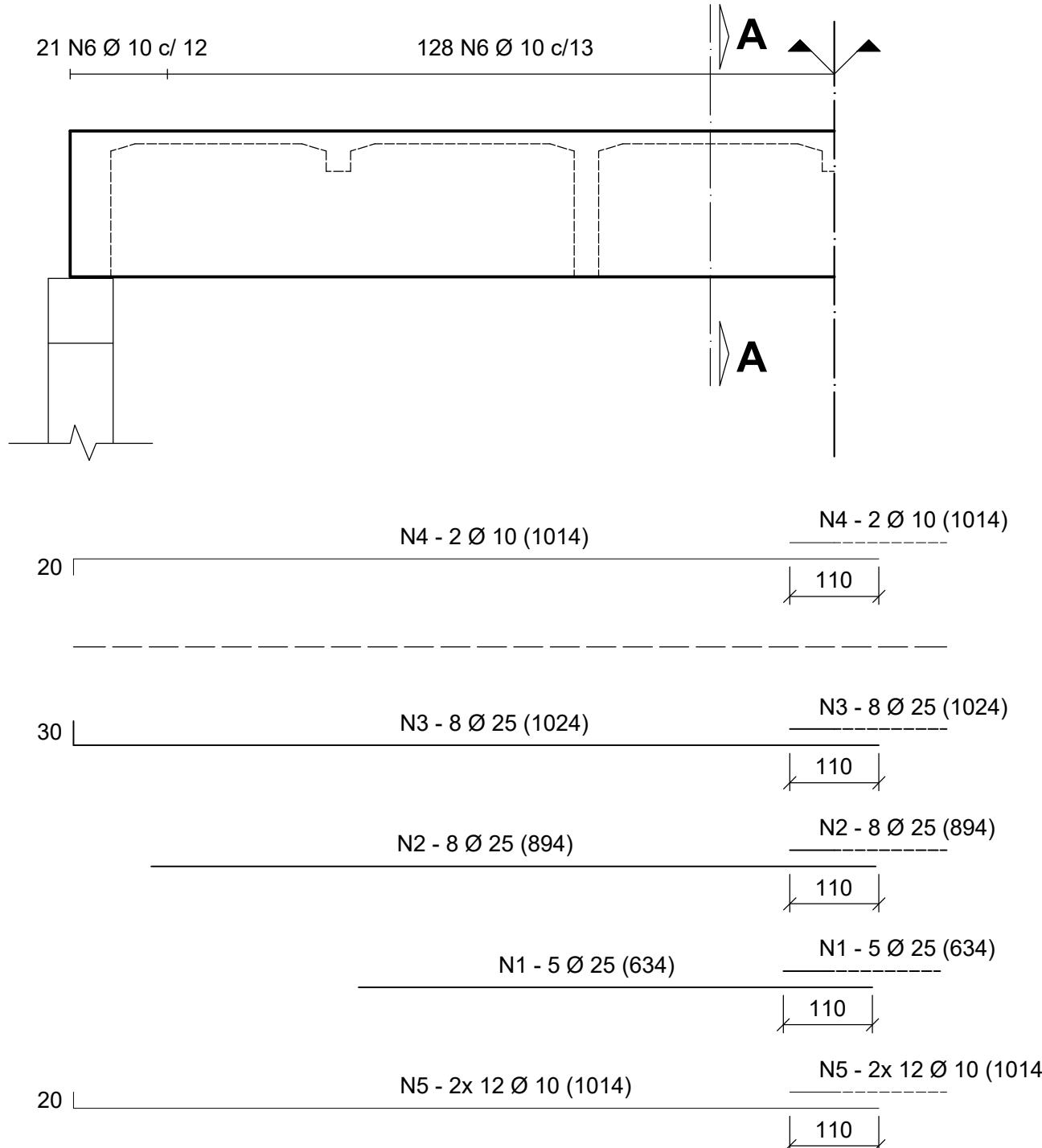


DETALHE CORTE A



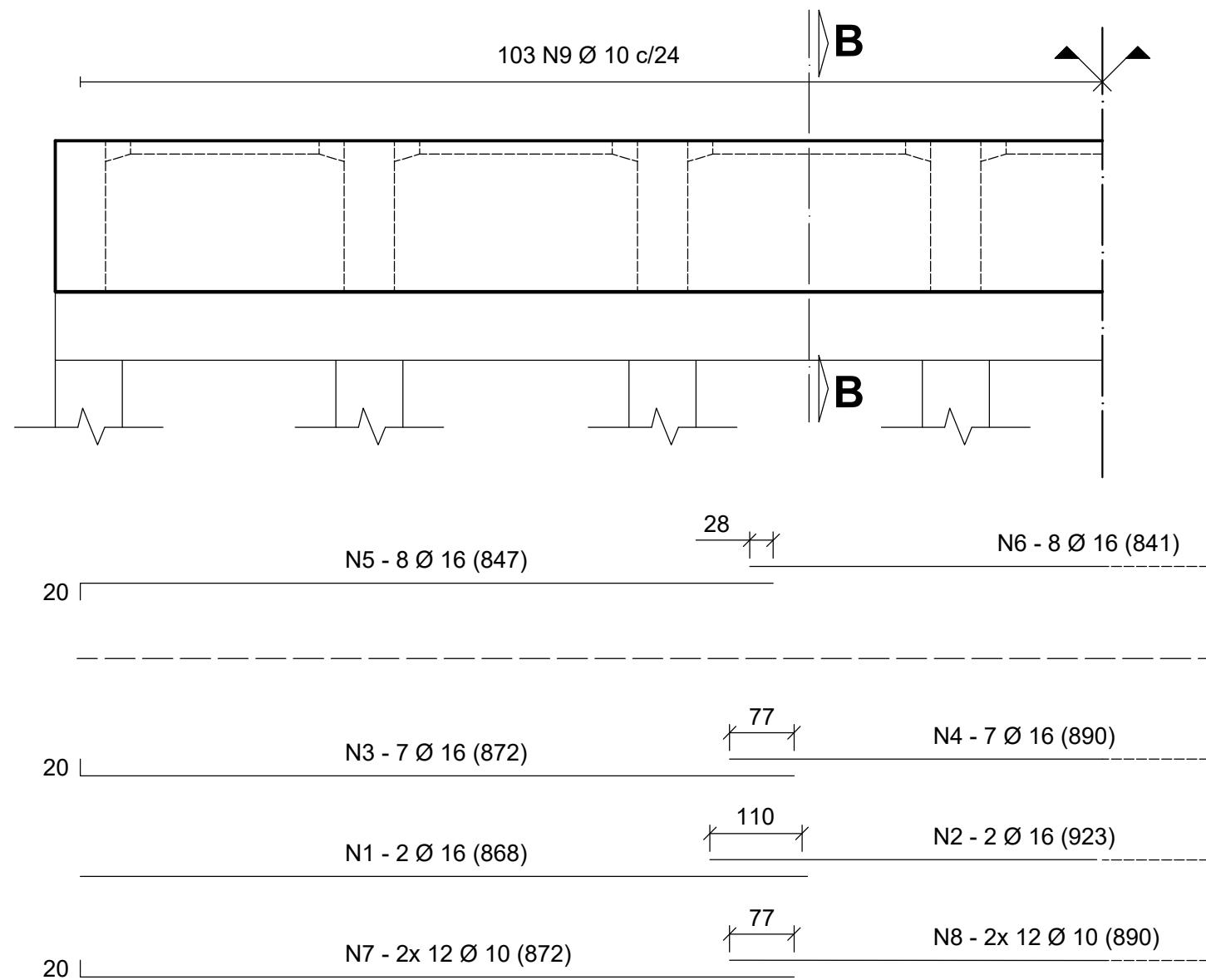
DETALHE COR

INSTITUIÇÃO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - USP			Nº DESENHO 01
TÍTULO Vista longitudinal, vista superior e detalhes da ponte e do vão 3			
ALUNA Maria Luísa dos Santos Vasconcellos	Nº USP 9808188	ESCALA múltiplas	UNIDADE múltiplas
ORIENTADORA Alessandra Lorenzetti de Castro	CURSO Eng. Civil	DATA Nov/2021	VERIFICAÇÃO



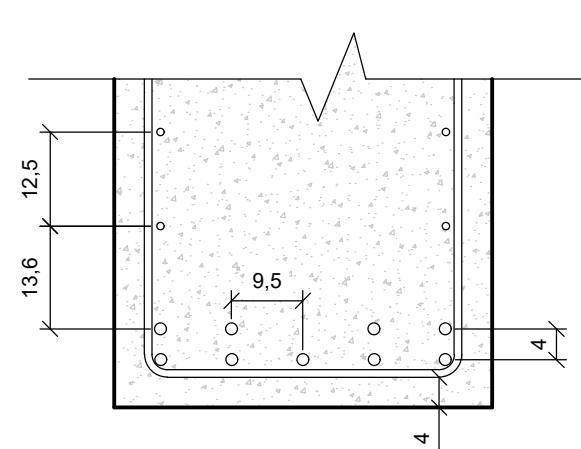
CONCRETO	C35 (35 MPa)
AÇO	CA 50 (500 MPa)
COBRIMENTO	40 mm

INSTITUIÇÃO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - USP	Nº DESENHO 02
TÍTULO Detalhamento da armadura da Longarina 1 V03	
ALUNA Maria Luísa dos Santos Vasconcellos	Nº USP 9808188
ORIENTADORA Alessandra Lorenzetti de Castro	ESCALA múltiplas
CURSO Eng. Civil	DATA Nov/2021
	VERIFICAÇÃO



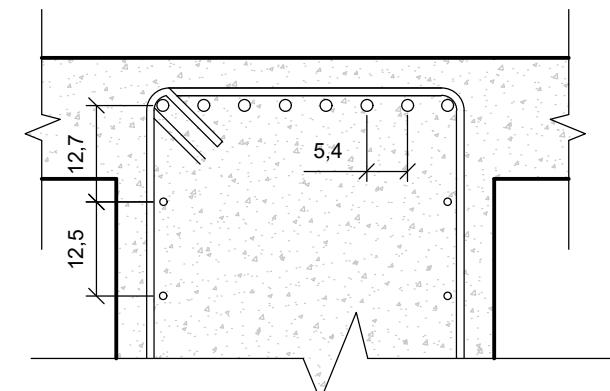
VISTA FRONTAL

ESCALA 1:75



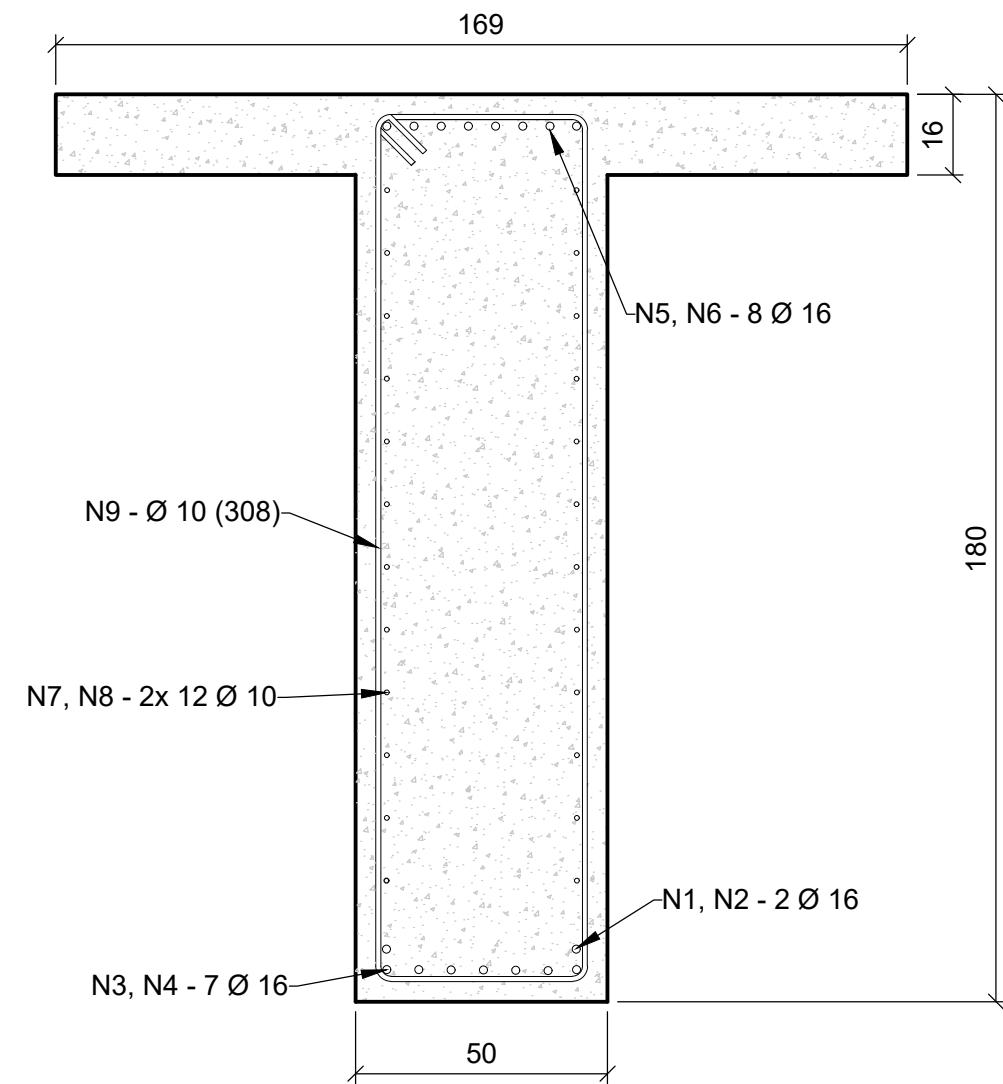
DETALHE INFERIOR

ESCALA 1:10



DETALHE SUPERIOR

ESCALA 1:10

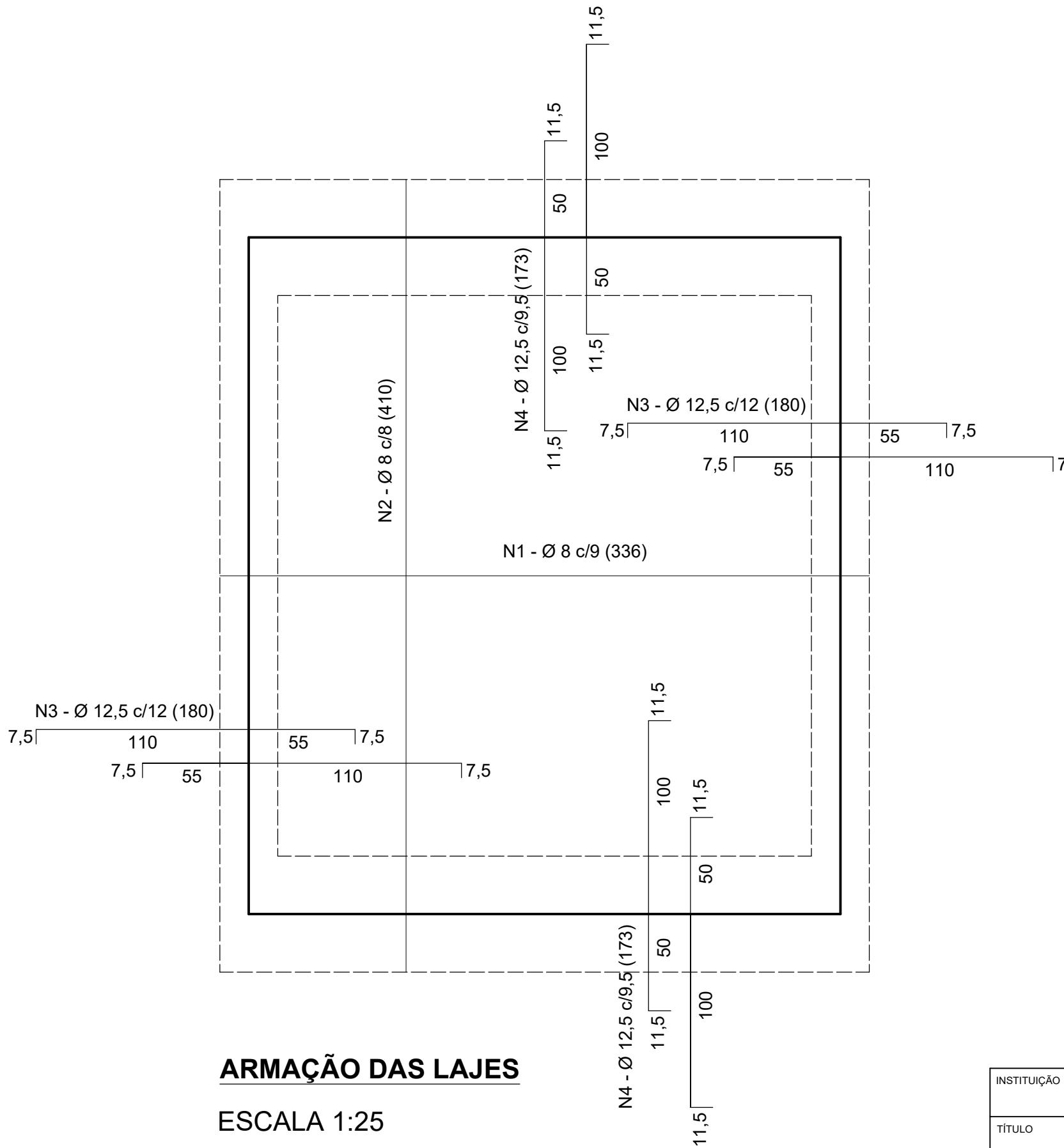


CORTE BB

ESCALA 1:15

CONCRETO	C35 (35 MPa)
AÇO	CA 50 (500 MPa)
COBRIMENTO	40 mm

INSTITUIÇÃO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - USP	Nº DESENHO 03
TÍTULO Detalhamento da armadura da Transversina 1 V03	
ALUNA Maria Luísa dos Santos Vasconcellos	Nº USP 9808188
ORIENTADORA Alessandra Lorenzetti de Castro	ESCALA múltiplas
CURSO Eng. Civil	DATA Nov/2021
	UNIDADE múltiplas
	VERIFICAÇÃO



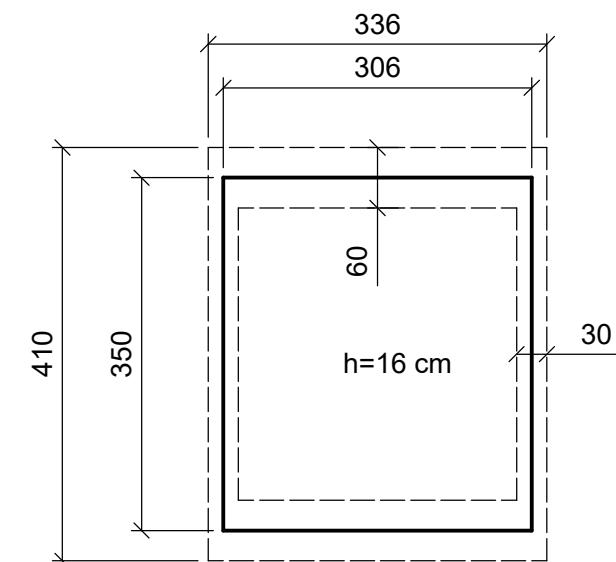
ARMAÇÃO DAS LAJES

ESCALA 1:25

The diagram shows a wall panel layout with a total height of 1886 and a total width of 2890. The layout consists of a grid of 28 rectangular panels. The top row contains 7 panels labeled L1 through L7 from left to right. Below this is a row of 3 panels labeled V.8. The middle section is a 4x7 grid of panels, with labels V.9, V.8, V.9, and V.8 appearing in the 4th, 5th, 6th, and 7th columns respectively. The bottom row contains 4 panels labeled V.7, V.8, V.8, and V.7 from left to right. A dashed circle highlights a specific area in the center-right of the middle grid. An arrow points from the text "DETALHE A" located in the bottom-left corner of the grid to the highlighted area.

VISTA SUPERIOR DA LAJE DO VÃO 3

ESCALA 1:300



DETALHE A

ESCALA 1:75

INSTITUIÇÃO ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - USP		Nº DESENHO 04
TÍTULO Detalhamento da armadura da Laje tipo central		
ALUNA Maria Luísa dos Santos Vasconcellos	Nº USP 9808188	ESCALA múltiplas
ORIENTADORA Alessandra Lorenzetti de Castro	CURSO Eng. Civil	DATA Nov/2021