

CENTRO UNIVERSITÁRIO – CATÓLICA DE SANTA CATARINA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
RELATÓRIO DE TCC
FERNANDA RAMALHO PEREIRA TASCA

**PROPOSTA DE PROJETO MODELO DA SUPERESTRUTURA PARA PONTES DE
PEQUENOS VÃOS EM CONCRETO ARMADO**

JARAGUÁ DO SUL
2018

FERNANDA RAMALHO PEREIRA TASCA

**PROPOSTA DE PROJETO MODELO DA SUPERESTRUTURA PARA PONTES DE
PEQUENOS VÃOS EM CONCRETO ARMADO**

Relatório do Trabalho Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, do Centro Universitário – Católica de Santa Catarina em Jaraguá do Sul, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel.

Orientador(a): Prof. MSc. Fernanda Aparecida João dos Anjos

JARAGUÁ DO SUL

2018

FERNANDA RAMALHO PEREIRA TASCA

**PROPOSTA DE PROJETO MODELO DA SUPERESTRUTURA PARA PONTES DE
PEQUENOS VÃOS EM CONCRETO ARMADO**

Relatório do Trabalho Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, do Centro Universitário – Católica de Santa Catarina em Jaraguá do Sul, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Msc. Fernanda Aparecida João dos Anjos
Orientador

Profa. Dra. Carine dos Santos
Responsável pelo TCC

Profa. Msc. Ana Carolina Reis Lozovey
Universidade do Vale do Itajaí - Univali

Jaraguá do Sul, SC, 29 de novembro de 2018.

Aos meus pais, Ademir e Glória, por me ensinar a buscar sempre o melhor de mim.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha orientadora, Prof. Msc. Fernanda Aparecida João dos Anjos, com quem dividi não apenas o primeiro nome, mas toda experiência que foi realizar esse trabalho. Quem, com muito carinho e atenção, me auxiliou, acalmou e aconselhou durante essa jornada.

A todos os professores por quem passei ao longo do curso de Engenharia Civil, que tentaram da melhor maneira me transmitir seus conhecimentos exercendo essa profissão tão altruísta. Meu obrigada especial para os professores Dr. Márcio Rogério do Nascimento e Msc. Rover Perfeito Matias, que me sanaram dúvidas e auxiliaram durante esse trabalho.

Aos meus pais, Ademir e Glória, que sempre fizeram tudo por mim e minhas irmãs e que souberam nos educar como um dia eu espero educar meus filhos. E às minhas irmãs e melhores amigas, Júlia e Fabiana, com quem sempre pude e poderei contar, sem filtros ou julgamentos.

Ao meu namorado, Angelo, que mesmo sendo de outra área tentou me ajudar durante o trabalho e que agora acredito que entende tudo sobre pontes. Agradeço por fazer muito mais do que sua obrigação por mim.

À minha chefe, Marciane, por ter me cedido o tempo necessário para finalizar o trabalho e por ser uma pessoa tão maravilhosa, que me enxergou muito em tão pouco tempo.

Aos meus colegas de turma Bruna, Byler, Jenifer, Lays, Taynara e Thiago, por partilharem essa incrível experiência, pela companhia em sala de aula, por todas as dias e noites realizando trabalhos e estudando pra provas, por todas as vezes que nos ajudamos e pela amizade desenvolvida ao longo desse período. Em especial agradeço ao meu amigo Thiago de Oliveira Souza por ter lido e conferido erros deste trabalho.

Ao Centro Universitário - Católica de Santa Catarina em Jaraguá do Sul, pelo ensino, estrutura oferecida e pela oportunidade de concluir o curso de graduação em Engenharia Civil.

Aos ilustres professores Dra. Carine Cardoso dos Santos e Msc. Ana Carolina Reis Lozovey, que com muita sabedoria analisaram esse TCC.

A todos que colaboraram direta ou indiretamente na execução deste trabalho e que foram aqui involuntariamente omitidos.

*“Quem quer arranja um jeito, quem não quer,
arranja uma desculpa”
Ditado popular*

*“Você não faz mais do que sua obrigação”
Ditado popular*

RESUMO

O município de Corupá, em Santa Catarina, listou 46 pontes de madeira que requerem manutenções periódicas, com intervalos de cerca de 2 anos. Essas pontes, com vãos variando entre 3 e 20 metros de comprimento, ligam trechos da cidade e atendem ao tráfego urbano e de mercadorias. Visando cessar essas manutenções, busca-se a substituição dos elementos de madeira para um sistema em concreto armado. Considerou-se a grande abrangência do dimensionamento de uma ponte, que exige o conhecimento das mais diversas áreas da engenharia civil, para definição do objetivo do trabalho: elaborar uma proposta de projeto da superestrutura para pontes de pequenos vãos em concreto armado. A escolha de um projeto padrão que abranja o maior número de pontes é válida uma vez que ter-se-ia o maior aproveitamento do material elaborado. Ainda, almejou-se dimensionar e detalhar os elementos da superestrutura da ponte; elaborar planilhas que facilitem os dimensionamentos de vigas e lajes e calcular a força vertical que atuará na mesoestrutura. Buscou-se cumprir com esses objetivos tomando conhecimento sobre os conceitos básicos das pontes e dos materiais que serão utilizados na superestrutura, identificando as cargas e retirando os carregamentos fixos e móveis nas longarinas e transversinas, sendo o segundo com o uso do método de linhas de influência. Para o dimensionamento utilizou-se a normas brasileiras e materiais didáticos obtidos ao longo do curso, além de referências bibliográficas e a utilização de *softwares*, verificando a validade dos cálculos realizados à mão e obtendo maior prescrição no caso das cargas móveis. Aproveitou-se também para elaborar uma planilha que calcule a área de armadura necessária no dimensionamento dos elementos da superestrutura. No caso das lajes, com o auxílio das Tabelas de Rusch foi possível obter as combinações de momentos, com os quais se realizou o dimensionamento pela planilha previamente elaborada. As cargas excepcionais, como vento, frenagem e aceleração, e também as resultantes das longarinas foram utilizadas para determinar a carga nos apoios. Dimensionou-se então uma ponte de concreto armado moldado in loco com vão entre 5m-10m, projeto que atenderá 29 das unidades listadas pelo município. Com 5m de largura, o projeto padrão altera-se apenas no comprimento final, mantendo as dimensões e armaduras escolhidas. As longarinas terão, portanto, seção de 40x140cm, as transversinas seção de 30x90cm e a laje uma altura de 25cm. Optou-se pelo uso de concreto de $F_{ck} = 45\text{MPa}$. Foram calculados os esforços que atuarão na mesoestrutura, resultando em uma força vertical de 838,056 *KN*. Com isto, sugere-se a realização de análises patológicas nas contenções existentes e a utilização de fundações profundas e aparelhos de apoio que suportem a carga prevista.

Palavras chave: Pontes. Superestrutura. Dimensionamento. Detalhamento. Concreto armado.

ABSTRACT

The municipality of Corupá, in Santa Catarina, listed 46 wooden bridges that require periodic maintenance, with intervals of about 2 years. These bridges, spanning between 3 and 20 meters in length, connect sections of the city and serve urban and freight traffic. In order to cease these maintenances, the replacement of the wood elements for a reinforced concrete system is sought. In the scope of the design of a bridge, knowledge about the most diverse areas of civil engineering is required, to define the objective of the work: to elaborate a proposal of design of the superstructure for bridges of small spans in reinforced concrete. The choice of a standard project that covers the largest number of bridges is valid since it would have been the best use of the material made. Furthermore, it was intended to dimension and detail the elements of the superstructure of the bridge; elaborate worksheets that facilitate the dimensioning of beams and slabs and calculate the vertical force that will act in the mesostructure. The aim was to fulfill these objectives by learning about the basic concepts of bridges and materials that will be used in the superstructure, identifying the loads and removing the fixed and movable loads on the spars and transverse, the second using the lines method. influence. For the design, Brazilian standards and didactic materials obtained along the course were used, as well as bibliographical references and the use of softwares, verifying the validity of the calculations made by hand and obtaining greater prescription in the case of mobile loads. It was also used to elaborate a worksheet that calculates the area of armature necessary in the dimensioning of the elements of the superstructure. In the case of slabs, with the help of the Rusch Tables it was possible to obtain the combinations of moments, with which the sizing was carried out by the previously prepared worksheet. Exceptional loads, such as wind, braking and acceleration, as well as those resulting from the stringers were used to determine the load on the bearings. An in-situ molded reinforced concrete bridge was then dimensioned with a gap between 5m-10m, a project that will serve 29 of the units listed by the municipality. With 5m wide, the standard design changes only the final length, keeping the dimensions and armor chosen. The stringers will therefore have a section of 40x140cm, the cross section 30x90cm and the slab a height of 25cm. It was decided to use f_{ck} concrete = 45MPa. The forces acting on the mesostructure were calculated, resulting in a vertical force of 838,056 KN. Therefore, it is suggested to carry out pathological analyzes on existing containments and the use of deep foundations and supporting devices that support the intended load.

Keywords: Bridges. Superstructure. Sizing. Detailing. Reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ponte de São Ângelo	28
Figura 2 - Ponte de Sandö	28
Figura 3 - Ponte e Viaduto	29
Figura 4 - Esquema ilustrativo de viaduto de acesso	29
Figura 5 - Elementos de composição de uma ponte	30
Figura 6 - Componentes estruturais de uma ponte	31
Figura 7 - Ações em pontes	36
Figura 8 - Importância do aço em estruturas de concreto	37
Figura 9 - Elementos relativos à seção longitudinal de uma ponte	39
Figura 10 - Trem-tipo da Classe 12	41
Figura 11 - Trem-tipo da Classe 30 e 45	41
Figura 12 - Modelos estruturais de pontes	42
Figura 13 - Seção transversal	44
Figura 14 - Elementos da Seção Transversal	44
Figura 15 - Largura mínima da seção transversal das vigas	46
Figura 16 - Armaduras em uma viga	46
Figura 17 - Estribos em uma viga.....	47
Figura 18 - Disposição da armadura na laje.....	49
Figura 19 – Exemplo de detalhamento da armadura de uma laje	49
Figura 20 - Tipos de junta de dilatação em obras de arte	50
Figura 21 - Medidas para o guarda-rodas	52
Figura 22 - Exemplo de armaduras em pilares.....	55
Figura 23 - Encontro de ponte.....	57
Figura 24 - Gráfico dos domínios de deformação do concreto.....	60
Figura 25 - Distribuição dos esforços na direção transversal	72
Figura 26 - Esquema de determinação do trem-tipo da longarina.....	73
Figura 27 - Esquema de determinação do trem-tipo da transversina.....	74
Figura 28 - Cargas do trem-tipo	74
Figura 29 - Cargas do trem-tipo simplificadas	75
Figura 30 - Altura total da ponte descarregada	77
Figura 31 - Altura total da ponte carregada	77
Figura 32 - Cargas do trem-tipo → Cargas estáticas	79

Figura 33 - Linhas de influência para viga bi apoiada	82
Figura 34 - Modelos de ancoragem.....	87
Figura 35 - Zonas de aderência das vigas	88
Figura 36 - Espaçamento entre as barras	90
Figura 37 - Comprimento <i>bsi</i>	91
Figura 38 - Comprimento total da armadura longitudinal	92
Figura 39 - Comprimento total da armadura transversal	95
Figura 40 - Armação de vigas - Seção transversal.....	96
Figura 41 - Centro de gravidade das barras longitudinais.....	97
Figura 42 - Corte Transversal.....	101
Figura 43 - Corte Longitudinal	101
Figura 44 - Longarina: carga fixa.....	103
Figura 45 - Longarina: cortante da carga fixa.....	103
Figura 46 - Longarina: momento da carga fixa.....	103
Figura 47 - Representação em planta baixa da ponte.....	104
Figura 48 - Faixa A – Faixa fora do trem-tipo.....	104
Figura 49 - Faixa B - Faixa do trem-tipo com carga distribuída.....	105
Figura 50 - Faixa B - Faixa do trem-tipo com carga concentrada.....	105
Figura 51 - Carga móvel na longarina	106
Figura 52 - Carga estática na longarina, simplificada.....	106
Figura 53 - Seção 0: $x=0m$ – Cortante	107
Figura 54 - Seção 1: $x=4,85m$ – Cortante	107
Figura 55 - Seção 2: $x=9,7m$ – Cortante	108
Figura 56 - Seção 1: $x=4,85m$ – Momento	108
Figura 57 - Área de influência nas transversinas	110
Figura 58 - Transversina: carga fixa.....	111
Figura 59 - Transversina: cortante da carga fixa	111
Figura 60 - Transversina: momento da carga fixa.....	111
Figura 61 - Cargas móveis	112
Figura 62 - Linha de influência	112
Figura 63 - Carga estática na transversina, simplificada.....	113
Figura 64 - Seção 0: $x=0m$ – Cortante	114
Figura 65 - Seção 1: $x=2,3m$ - Cortante	114
Figura 66 - Seção 2: $x=4,6m$ – Cortante	115

Figura 67 - Seção 1: $x=1,88\text{m}$ – Momento	115
Figura 68 - Seção 2: $x=2,60\text{m}$ – Momento	116
Figura 69 - Seção 3: $x=2,73\text{m}$ – Momento	116
Figura 70 - Armadura longitudinal da longarina.....	119
Figura 71 - Armadura longitudinal negativa da longarina	120
Figura 72 - Armadura longitudinal da transversina	122
Figura 73 - Armadura longitudinal negativa da transversina	123

LISTA DE FLUXOGRAMAS

Fluxograma 1 - Etapas da metodologia de pesquisa	63
Fluxograma 2 - Características da ponte dimensionada	67
Fluxograma 3 - Passos para o dimensionamento de vigas	68
Fluxograma 4 - Passos para o dimensionamento de lajes	69
Fluxograma 5 - Passos para dimensionamento de armadura longitudinal	84
Fluxograma 6 - Passos para o dimensionamento da armadura transversal	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de resistência de concretos estruturais	33
Tabela 2 - Bitola para aço CA-25 e CA-50	38
Tabela 3 - Bitola para aço CA-60	38
Tabela 4 - Propriedades mecânicas dos aços.....	38
Tabela 5 - Cobrimento mínimo para vigas	47
Tabela 6 - Cobrimento mínimo para lajes	50
Tabela 7 - Cobrimento mínimo para pilares	55
Tabela 8 - Peso específico dos materiais.....	70
Tabela 9 - Carga dos veículos.....	71
Tabela 10 - Características dos veículos	71
Tabela 11 - Valores de ϵ_{lim} e μ_{lim}	84
Tabela 12 - Taxas mínimas da armadura de flexão ρ_{min} (%)	87
Tabela 13 - Coeficiente K de aderência do concreto.....	89
Tabela 14 - Comprimento mínimo de ancoragem (cm)	89
Tabela 15 - Largura mínima b_{si} para colocação da armadura	91
Tabela 16 - Dimensões em cm (Aço CA-50).....	92
Tabela 17 - Valores de $\rho_{w, min}$ (%) para o aço CA-50	95
Tabela 18 - Dimensões em cm.....	95
Tabela 19 - Peso próprio dos elementos atuando na longarina	102
Tabela 20 - Combinações das cortantes.....	109
Tabela 21 - Combinações dos momentos.....	109
Tabela 22 - Peso próprio dos elementos atuando na transversina	110
Tabela 23 - Cargas móveis na transversina.....	113
Tabela 24 - Combinações das cortantes.....	117
Tabela 25 - Combinações dos momentos.....	117
Tabela 26 - Ancoragem da armadura longitudinal para longarina.....	118
Tabela 27 - Ancoragem da armadura longitudinal negativa para longarina	120
Tabela 28 - Ancoragem da armadura longitudinal na transversina	121
Tabela 29 - Ancoragem da armadura longitudinal negativa na transversina.....	123
Tabela 30 - Resumo de aço	124
Tabela 31 - Volume de concreto	125
Tabela 32 - Quantitativo de fôrmas	125

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classe de agressividade ambiental.....	34
Quadro 2 - Indicação para uso dos tipos de Cimento Portland	35
Quadro 3 - Categorias dos aços.....	37
Quadro 4 - Alguns tipos de juntas de dilatação	51
Quadro 5 - Tipos de fundações	56
Quadro 6 - Informações sobre as pontes de Corupá/SC	64

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
°C	Graus Celsius
cm	Centímetros
CAA	Classe de agressividade ambiental
CAD	<i>Computer Aided Design</i> ou Desenho Auxiliado por Computador
CONTRAN	Conselho Nacional de Trânsito
CP	Cimento Portland
DN	Diâmetro Nominal
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ELU	Estado Limite Ultimo
ELS	Estado Limite de Serviço
kg/m	Quilogramas por metro
kgf/m ²	Quilograma força por metro quadrado
kN	Quilo Newton
kN/m	Quilo Newton por metro
kN/m ²	Quilo Newton por metro quadrado
kN/m ³	Quilo Newton por metro cúbico
m	Metros
mm	Milímetros
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
MPa	Megapascal
NBR	Norma Brasileira
p.	Página
PIB	Produto Interno Bruto
SC	Santa Catarina
Tf	Tonelada Força

LISTA DE SÍMBOLOS

F_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{yk}	Resistência característica de escoamento do aço
f_{yd}	Resistência característica de cálculo do aço
f_{stk}	Limite de resistência do aço
ϵ_{yd}	Alongamento na ruptura do aço
\emptyset	Diâmetro
b_w	Largura da alma
C_{nom}	Cobrimento Nominal
h_{laje}	Espessura da laje
”	Polegadas
cm^2	Centímetros ao quadrado
ϵ_{cuu}	Encurtamento ultimo convencional do concreto
ϵ_{su}	Alongamento ultimo convencional do aço
‰	Por mil
Q	Cortante
M	Momento
v	Volume de cargas distribuídas
V	Volume de cargas concentradas
γ	Peso específico
q	Carga distribuída
G	Carga concentrada
F	Peso das rodas do veículo tipo
p	Carga distribuída em toda a pista
p'	Carga distribuída nos passeios
ΔP	Diferença de cargas
q_2	Carga distribuída fora do veículo tipo
q_1	Carga distribuída no veículo tipo
Q_1	Carga concentrada
$\%$	Por cento
Fa	Força de aceleração
l	Largura da pista de rodagem

c	Comprimento total da ponte
F_f	Força de frenagem
F_{v1}	Força do vento em ponte descarregada
S_1	Área total da ponte descarregada
F_{v2}	Força do vento em ponte carregada
S_2	Área total da ponte carregada
Fat	Força de atrito
Ra	Reação de apoio dos pilares
f_d	Resistência de cálculo
f_{cd}	Resistência característica de cálculo do concreto
γ_c	Coefficiente de resistência de cálculo do concreto
γ_s	Coefficiente de resistência de cálculo do aço
φ	Coefficiente de ponderação dinâmica
CIV	Coefficiente de impacto vertical
CNF	Coefficiente do número de faixas
CIA	Coefficiente de impacto adicional
LIV	Vão livre da ponte
n	Número de faixas de tráfego rodoviário
F_d	Valores característicos de projeto
F_g	Valores característicos das ações permanentes (carga fixa)
F_q	Valores característicos das ações variáveis (carga móvel)
γ_g	Coefficientes de ponderação das ações permanentes
γ_q	Coefficientes de ponderação das ações variáveis
lvão	Comprimento do vão a ser vencido
$b_{w,1}$ e $b_{w,2}$	Larguras dos pilares em que a viga está apoiada.
h_{viga}	Altura da viga
l_{viga}	Maior vão livre da viga
ϵ_{lim}	Deslocamento limite
μ_{lim}	Momento reduzido limite
μ	Momento reduzido
M_d	Momento máximo de cálculo

$b_{w,viga}$	Base da viga
d	Altura da viga, subtraindo-se o cobrimento inferior
σ_{cd}	Tensão do concreto
α_c	Alfa em função do concreto
ε	Profundidade relativa da linha neutra
λ	Lambda em função do concreto
A_s	Área da seção de armadura
δ	Beta
d'	Cobrimento de concreto na viga.
A'_s	Área de seção de armadura negativa
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima
ρ_{min}	Taxa mínima de armadura de flexão
$l_{b,nec}$	Comprimento de ancoragem necessário
l_b	Comprimento de ancoragem
$l_{b,min}$	Comprimento de ancoragem mínima
A_{se}	Área da seção de armadura total
$A_{s,cal}$	Área da seção de armadura calculada
\emptyset_{long}	Diâmetro da barra longitudinal
V_d	Cortante máxima de cálculo
K	Coeficiente de aderência do concreto devido à localização do aço
$l_{b,disp}$	Comprimento disponível no apoio
l_{be}	Comprimento de ancoragem com gancho
e_h e e_v	Espaçamento mínimo entre as barras longitudinais
$d_{máx}$	Diâmetro máximo do agregado
b_{si}	Comprimento disponível para as barras longitudinais
\emptyset_t	Bitola do estribo
ΔC	Comprimento total de ancoragem da barra
Δl	Comprimento do gancho de ancoragem
τ_{wd}	Tensão convencional de cisalhamento
τ_{wu}	Tensão de cisalhamento limite
α_v	Alfa "v"

τ_d	Tensão do aço
τ_c	Tensão do concreto
A_{sw}	Área da seção dos estribos verticais
$A_{sw,min}$	Área da seção dos estribos verticais mínima
$\rho_{w,min}$	Taxa mínima de armadura de cisalhamento
l_{est}	Comprimento total do estribo
a	Largura do estribo
b	Altura do estribo
$A_{s,pele}$	Área da seção de armadura de pele
y_{cg}	Centro de gravidade das barras em y
l_x e l_y	comprimentos no sentido x e y da laje, respectivamente.
γ_{conc}	Peso específico do concreto
h_{rev}	Altura do revestimento
γ_{rev}	Peso específico do revestimento
γ_{adic}	Peso específico adicional do revestimento
$M_{g,x}$ e $M_{g,y}$	Momento permanente em x e y, respectivamente
k_x	Coeficiente de momento permanente da Tabela de Rusch
t	Largura de distribuição de carga
t'	Largura equivalente da área de contato da roda
b'	Área de contato das rodas
a'	Distância entre os centros de roda de cada eixo
k_m	Coeficiente de momento móvel da Tabela de Rusch
k_p	Coeficiente para carga distribuída em toda a pista
k_p'	Coeficiente para carga distribuída nos passeios
φ'	Coeficiente de impacto
$M_{m,x}$ e $M_{m,y}$	Momento móvel em x e y, respectivamente
τ_{rd1}	Tensão convencional de cisalhamento máxima
E	Módulo de elasticidade do concreto
\gamma	Peso específico
\alpha	Coeficiente de dilatação térmica

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	PROBLEMA DE PESQUISA	23
1.2	JUSTIFICATIVA	24
1.3	OBJETIVOS	25
1.3.1	Objetivo Geral	25
1.3.2	Objetivos Específicos	25
2	PONTES DE CONCRETO ARMADO	27
2.1	HISTÓRICO	27
2.2	DEFINIÇÕES.....	29
2.3	CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES.....	32
2.3.1	Material da estrutura	32
2.3.1.1	Material concreto	33
2.3.1.2	Material aço.....	35
2.3.2	Comprimento	39
2.3.3	Natureza do tráfego.....	40
2.3.4	Sistema estrutural	42
2.3.5	Seção transversal.....	43
2.4	COMPONENTES ESTRUTURAIS	45
2.4.1	Longarina e Transversina.....	45
2.4.2	Laje Tabuleiro	47
2.4.3	Elementos acessórios da superestrutura	52
2.4.4	Aparelhos de Apoio.....	53
2.4.5	Pilares.....	54
2.4.6	Fundação	55
2.4.7	Cortina ou Encontro.....	57
2.5	ANTEPROJETO.....	57
2.6	CARREGAMENTOS	58
2.7	ESTADOS-LIMITE.....	60
2.7.1	Estado limite de serviço (ELS)	61
2.7.2	Estado-limite último (ELU).....	62
3	METODOLOGIA DE PESQUISA	63
3.1	PONTES DE CORUPÁ	64

4	DIMENSIONAMENTO.....	69
4.1	CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES.....	69
4.1.1	Carregamentos	69
4.1.1.1	Cargas permanentes	70
4.1.1.2	Cargas móveis.....	70
4.1.1.3	Forças acidentais ou adicionais.....	75
4.1.1.3.1	<i>Frenagem e Aceleração</i>	<i>75</i>
4.1.1.3.2	<i>Vento.....</i>	<i>76</i>
4.1.1.3.3	<i>Atrito nos apoios.....</i>	<i>78</i>
4.1.1.4	Coeficientes de segurança	78
4.1.1.4.1	<i>Resistência de cálculo.....</i>	<i>78</i>
4.1.1.4.2	<i>Efeito dinâmico.....</i>	<i>79</i>
4.1.1.4.3	<i>Coeficientes de ponderação das combinações últimas normais</i>	<i>80</i>
4.1.2	Cálculo por linha de influência.....	81
4.2	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DA SUPERESTRUTURA.....	83
4.2.1	Vigas.....	83
4.2.1.1	Armadura longitudinal.....	84
4.2.1.1.1	<i>Armadura simples.....</i>	<i>85</i>
4.2.1.1.2	<i>Armadura dupla.....</i>	<i>86</i>
4.2.1.1.3	<i>Armadura mínima.....</i>	<i>86</i>
4.2.1.1.4	<i>Ancoragem da armadura longitudinal.....</i>	<i>87</i>
4.2.1.1.5	<i>Espaçamento da armadura longitudinal</i>	<i>90</i>
4.2.1.1.6	<i>Comprimento da armadura longitudinal.....</i>	<i>92</i>
4.2.1.2	Armadura de cisalhamento.....	92
4.2.1.2.1	<i>Armadura transversal</i>	<i>94</i>
4.2.1.2.2	<i>Armadura mínima.....</i>	<i>94</i>
4.2.1.2.3	<i>Comprimento total dos estribos.....</i>	<i>95</i>
4.2.1.3	Armadura de pele.....	96
4.2.1.4	Conferência com o novo centro de gravidade	96
4.2.2	Laje	97
4.2.2.1	Armaduras.....	100
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	101
5.1	CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES.....	101
5.1.1	Longarina	102

5.1.1.1	Carga Fixa	102
5.1.1.2	Carga Móvel	103
5.1.1.3	Combinações.....	109
5.1.2	Transversina	109
5.1.2.1	Carga Fixa	110
5.1.2.2	Carga Móvel	112
5.1.2.3	Combinações.....	117
5.1.3	Lajes	117
5.2	DIMENSIONAMENTO.....	118
5.2.1	Longarina	118
5.2.1.1	Armadura Longitudinal	118
5.2.1.2	Estribos	119
5.2.1.3	Conferência da armadura longitudinal.....	119
5.2.1.4	Armadura negativa	120
5.2.1.5	Armadura de pele	121
5.2.2	Transversina	121
5.2.2.1	Armadura Longitudinal	121
5.2.2.2	Estribos	121
5.2.2.3	Conferência da armadura longitudinal.....	122
4.2.2.4	Armadura negativa	122
4.2.2.5	Armadura de pele	123
4.2.3	Laje	124
4.3	DETALHAMENTO	124
4.4	FORÇA ATUANTE NA MESOESTRUTURA	125
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	126
6.1	PESQUISAS FUTURAS.....	128
REFERÊNCIAS.....		129
APÊNDICES		135
APÊNDICE A – Cálculo dos momentos na laje.....		135
APÊNDICE B – Dimensionamento das armaduras para a longarina		136
APÊNDICE C – Dimensionamento das armaduras para a transversina		138
APÊNDICE D – Dimensionamento das armaduras para a laje		140
APÊNDICE E – Detalhamento da ponte		141
ANEXO		144

ANEXO A – Tabela de Rusch.....	144
---------------------------------------	------------

1 INTRODUÇÃO

Foi escolhido como tema deste Trabalho de Conclusão de Curso de Bacharelado em Engenharia Civil elaborar um projeto modelo da superestrutura para pontes de pequenos vãos em concreto armado, a fim de se obter uma proposta de projeto estrutural necessário para a substituição parcial de pontes de madeira no município de Corupá, em Santa Catarina.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Com o crescimento industrial e a urbanização, elevou-se a necessidade de interligação entre as cidades e de ampliar os meios de transportes para os mais diversos tipos de cargas e passageiros. Levando em conta a flexibilidade gerada pela construção de rodovias, além de terem sido custeadas pelo poder público, o desenvolvimento do modo rodoviário de transportes no Brasil levou o país a apresentar uma das mais extensas rodovias do mundo (COSTA; FIGUEIREDO, 2007).

Segundo Moreno et al. (2010, p.06) a definição de obras de arte pode ser dada como “[...] toda a estrutura com vão superior ou igual a 2,00m ou com desenvolvimento total superior a 5,00m e que permite o estabelecimento de uma via de comunicação”. Encaixam-se nessa classificação as pontes, viadutos e túneis.

Ponte é uma obra de arte especial destinada a permitir que uma estrada transponha um obstáculo líquido, contendo comprimento do vão total superior a 10m (MARCHETTI, 2008). Seu objetivo é, simplificando, possibilitar a transição de pessoas e mercadorias atravessando um rio.

Segundo Dias (2012), cerca de 76,4% das cargas geradas no Brasil são transportadas por rodovias, alcançando 1,4 bilhão de toneladas por quilômetro útil em 2010. Esse transporte gira em torno de 7,5% do Produto Interno Bruto (PIB) brasileiro, equivalente a aproximadamente 30 bilhões de dólares por ano, conforme enumera Valente et al. (2013), que assume ter no transporte rodoviário o principal modal para transporte de cargas no país e que o mesmo desempenha um papel vital para a economia e bem-estar da nação.

Além disso, para Pires, Vasconcellos e Silva (1997, p.100) “Nas grandes cidades, praticamente todos os deslocamentos (de pessoas e mercadorias) se

utilizam do sistema viário, que ocupa cerca de 20% da área”. Dias (2012) afirma que mesmo assim, o sistema rodoviário não possui uma estrutura compatível com sua importância e apresenta grandes deficiências.

Quanto à jurisdição, uma rodovia pode ser classificada como federal, estadual e municipal. Segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), a Diretoria de Infraestrutura Rodoviária é responsável pela manutenção, recuperação e construção de vias de transportes interurbanas, que podem ser denominadas de federais ou estaduais, enquanto a construção e manutenção das vias municipais competem ao próprio município, devendo estes órgãos licitar todas as obras a serem executadas, conforme a Lei 8.666/1993.

O financiamento para a construção, manutenção e recuperação da infraestrutura rodoviária tem, basicamente, natureza tributária (BARAT, 2007). Visto isso, no sentido econômico “o setor de transportes absorve grande parcela dos investimentos do país” (ANTAS et al. 2010, p.1), o que torna primordial projetar com cautela, buscando sempre a segurança e o baixo custo. Sabe-se que projetar de forma segura e econômica requer um estudo detalhado de cada caso, pois se tratando de obras como pontes, túneis e viadutos, conhece-se um histórico de colapsos que resultaram em fatalidades de grande escala, além de requerer um posterior investimento para reconstrução/recuperação da obra.

O município de Corupá, em Santa Catarina, listou 46 pontes de madeira que requerem manutenções periódicas, com intervalos de cerca de 2 anos. Essas pontes, com vãos variando entre 3 e 20 metros de comprimento, ligam trechos da cidade e atendem ao tráfego urbano, além da ocasional circulação de caminhões transportando produtos e mercadorias.

Visando cessar as manutenções, que demandam um elevado capital, busca-se a substituição parcial dos elementos de madeira para um sistema em concreto armado. Para isto, será necessária a elaboração dos projetos das pontes novas, a serem executadas pelo órgão municipal.

1.2 JUSTIFICATIVA

Considera-se a grande abrangência do dimensionamento de uma ponte, que exige o conhecimento das mais diversas áreas da engenharia civil, como mecânica dos solos, topografia, estradas, materiais de construção, resistência dos materiais,

estática, teoria das estruturas, recursos hídricos, transportes, concreto armado, estrutura de edifícios, além da matéria de pontes, propriamente dita, como um ponto determinante na escolha do tema.

Ainda, anota-se que o investimento utilizado em reforma e manutenção de pontes de madeira auxiliariam no subsídio das novas pontes, sendo que para estas não seriam necessárias manutenções, podendo então, de certo modo, “pagar-se” após certo período. Desse modo, sustenta-se a necessidade da substituição das pontes, uma vez que o dinheiro público será melhor investido.

Visualmente, a substituição de pontes de madeira por pontes de concreto indica o desenvolvimento da cidade, concedendo a ela um aspecto mais agradável perante os habitantes e visitantes, além de estabelecer maior confiança com os que transitam pela mesma. Como consequência da melhoria do aspecto visual da cidade, têm-se a possibilidade de alavancar o turismo na região, que, por sua vez, resultaria no fomento do comércio local.

Adicionalmente, quanto às consequências ambientais, destaca-se a óbvia, porém não menos importante, interrupção no uso da madeira para construção de pontes, assim reduzindo o desmatamento, já que as árvores não crescem com a mesma velocidade que as estruturas precisam ser substituídas.

1.3 OBJETIVOS

Neste tópico estão apresentados os objetivos geral e específicos para o trabalho.

1.3.1 Objetivo Geral

Propor o dimensionamento da superestrutura para pontes de pequenos vãos em concreto armado para a substituição de pontes de madeira no município de Corupá/SC.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Produzir um projeto padrão para abranger o maior número de pontes a serem substituídas no município de Corupá-SC;

- Dimensionar e detalhar a longarina, transversina e a laje de uma ponte;
- Elaborar um memorial de cálculo que facilite os dimensionamentos de vigas e lajes;
- Calcular a força vertical que atuará na mesoestrutura.

2 PONTES DE CONCRETO ARMADO

Neste tópico está apresentado um breve histórico sobre pontes, manifestado a definição os elementos pertencentes à obra de arte, bem como sua estrutura de utilização (pista, passeio, guarda-corpos, etc.). Além disso, apontar-se-á resumidamente os modelos de pontes com relação à estrutura, materiais, sistemas estruturais, entre outros.

Para embasar o projeto, foram estudadas as características do concreto armado, os modelos de veículos, os tipos de fundações e carregamentos existentes numa obra de arte especial. Para o dimensionamento foi explicado os estados limites que norteiam todos projetos de engenharia.

Tendo como base um anteprojeto de referência do DNIT, elencar-se-á as etapas necessárias para execução de um anteprojeto semelhante, com o intuito de se fazer conhecer os passos necessários para o momento da real execução.

2.1 HISTÓRICO

Segundo Pinho (2007), as civilizações mais remotas já se preocupavam com a travessia de rios, riachos e valas, ocasionando o surgimento de pontes e posteriormente viadutos. Acredita-se que as primeiras pontes foram criadas pela própria natureza, com pedras e troncos de árvores, tornando estes os primeiros materiais a serem utilizados para a concepção de pontes, como aponta Meyer (1999).

As mais antigas pontes que se há registro foram construídas em Roma, fazendo dos romanos pioneiros em construção de pontes de pedra e madeira, que empregavam a técnica de arcos aprendida com os etruscos. Entre as primeiras construções, pode-se citar a Ponte Fabrício (62 a.C.), a Ponte São Ângelo (134 a.C.) e a Ponte Céstio (365 a.C.), que ainda encontram-se servindo a população local. A Figura 1 apresenta a Ponte de São Ângelo, localizada sobre o rio Tibre, em Roma (PINHO, 2007).

Figura 1 - Ponte de São Ângelo



Fonte: Meyer, 1999.

Meyer (1999) traça anos de história, elencando no final do século XVIII o surgimento das pontes de ferro, desenhadas em formato de um arco semicircular. O sistema, ao longo dos anos, foi se tornando mais adequado para o novo material, consolidando o uso de treliças, rótulas e as pontes pênséis.

Leonhardt (1979) conta que as pontes de concreto começaram a surgir apenas no início do século XX, onde o concreto substituiu a pedra como material de construção, empregando-se formatos de arcos tri articulados. O concreto armado, inicialmente, foi utilizado para lajes de tabuleiros, em seguida, surgiram as pontes em viga e pontes em pórtico, para vãos de até 30 metros. Ao mesmo tempo, pontes de concreto em arco já atingiam grandes vãos, como a Ponte de Sandö na Suécia, apresentada na Figura 2, com vão livre de 280m.

Figura 2 - Ponte de Sandö

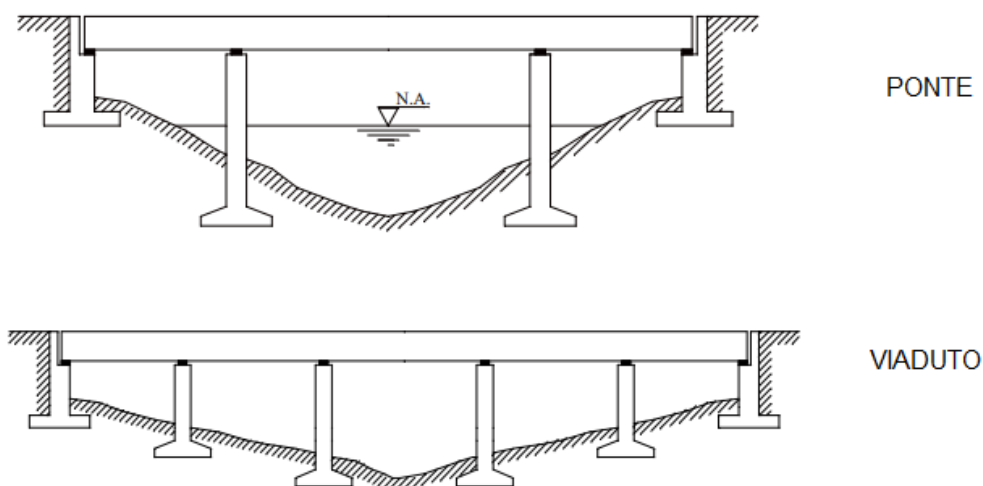


Fonte: TouristLink, 2018.

2.2 DEFINIÇÕES

Obras de arte são estruturas que permitem a ligação entre dois pontos de uma estrada. Enquanto ponte foi definida como uma obra de arte em que, ao fazer a ligação entre as vias de uma estrada, atravessa um obstáculo líquido. Debs e Takeya (2009) definem ainda viaduto também como uma obra de arte, se diferenciando de ponte apenas pelo obstáculo que transpõe, que para este é um vale ou uma via. A Figura 3 representa ambos.

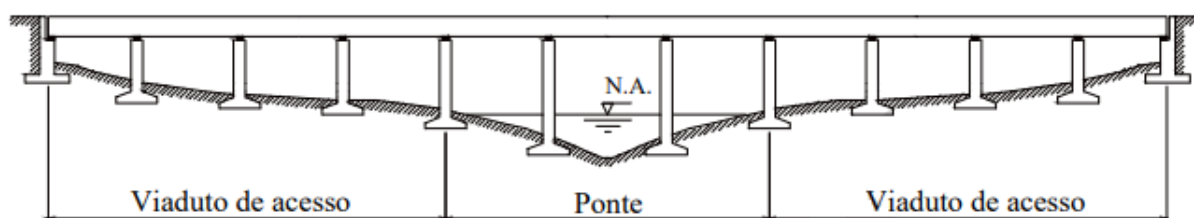
Figura 3 - Ponte e Viaduto



Fonte: Debs; Takeya, 2009. Edição da autora.

Ainda, pode-se existir situações em que se utilizam os dois modelos, transpondo, em partes, rios, e em outras partes vales, formando viadutos de acesso à ponte, como mostra a Figura 4.

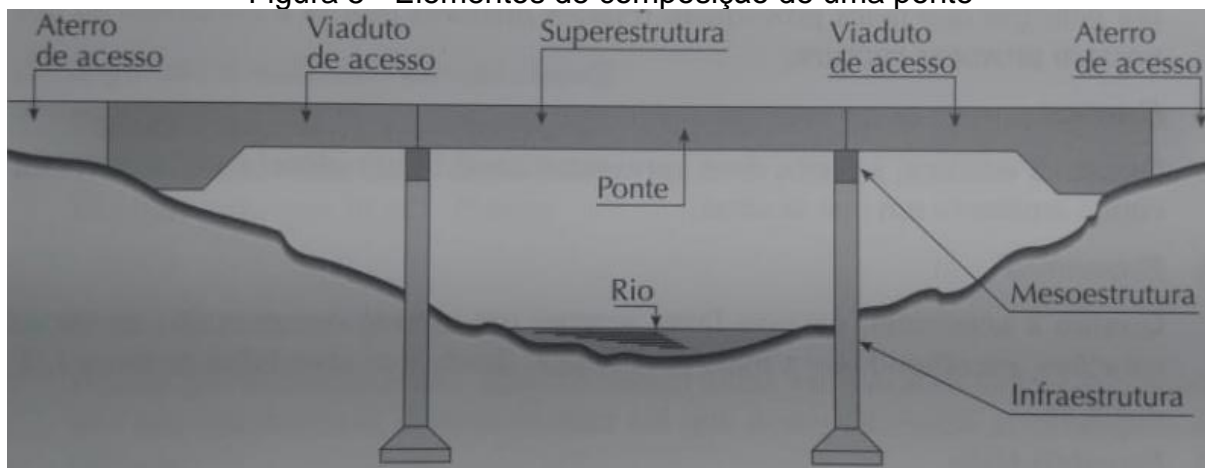
Figura 4 - Esquema ilustrativo de viaduto de acesso



Fonte: Debs; Takeya, 2009.

Marchetti (2008) fundamenta que os elementos de composição de uma ponte são a Infraestrutura, Mesoestrutura e Superestrutura, como a Figura 5 possibilita analisar.

Figura 5 - Elementos de composição de uma ponte



Fonte: Marchetti, 2008.

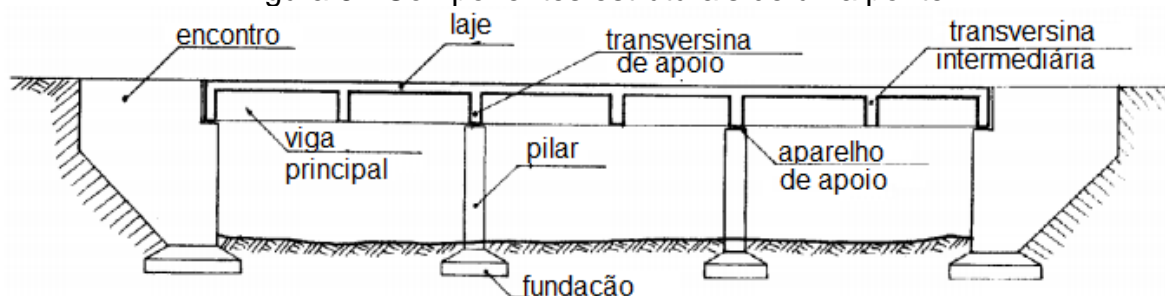
Num apanhado pela literatura, nota-se que não há uma opinião unânime acerca da divisão dos elementos de uma ponte, portanto, adotando Marchetti (2008) e Debs e Takeya (2009), define-se:

- **Superestrutura:** é o elemento destinado a vencer o obstáculo, pelo qual irá se tráfegar. Pode ser subdividida em duas partes: Estrutura Principal e Secundária. A estrutura principal tem a função de vencer o vão livre, enquanto a estrutura secundária recebe a ação direta das cargas e transmite para a estrutura principal.
- **Mesoestrutura:** encontra-se entre a Infraestrutura e a Superestrutura, transmitindo as reações de apoio e possibilitando determinados movimentos da superestrutura.
- **Infraestrutura:** é constituída por elementos de fundação, destinados a apoiar no terreno os esforços transmitidos pela superestrutura para a mesoestrutura.

Em resumo, conforme a Figura 6, os principais componentes estruturais encontrados em cada elemento da ponte podem ser:

- **Superestrutura:** Longarinas, transversinas, laje.
- **Mesoestrutura:** Aparelhos de apoio, pilares, encontro.
- **Infraestrutura:** Fundações.

Figura 6 - Componentes estruturais de uma ponte



Fonte: Freitas, 1978.

Desse modo, podem ser definidos os principais componentes estruturais de uma ponte como:

- **Longarina**

Vigamento principal de uma ponte. Tem a função de vencer o vão livre, recebendo as cargas transmitidas pelas transversinas e conduzindo suas reações para os pilares (MASON, 1977).

- **Transversina**

Vigas transversais, que servem de apoio para lajes e conduzem as reações destas ao vigamento principal (MILLER; BARBOSA; PESSANHA, 2005).

- **Cortina ou Encontro**

São transversinas especiais colocadas na extremidade da obra (MILLER; BARBOSA; PESSANHA, 2005).

- **Laje tabuleiro**

Tem a função de servir de apoio direto para cargas atuantes, como veículos e pedestres. Nas pontes em concreto armado ou concreto protendido as lajes também fazem parte das vigas T, contribuindo para a resistência à flexão destas últimas (MILLER; BARBOSA; PESSANHA, 2005).

- **Aparelho de Apoio**

Dispositivos colocados entre a superestrutura e a infraestrutura. Servem para transmitir as reações de apoio, permitindo ao mesmo tempo os inevitáveis movimentos das vigas e com isso, permitir (ou impedir) determinadas deformações (FREITAS, 1978).

- **Pilares**

Os pilares recebem as cargas verticais e horizontais da superestrutura e as transferem para as fundações (MILLER; BARBOSA; PESSANHA, 2005).

- **Fundações**

Trata-se da infraestrutura da ponte, podendo ser blocos de estacas, sapatas ou tubulões, que tem a função de transmitir as cargas da construção ao solo. (FREITAS, 1978).

2.3 CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES

Para a elaboração de um projeto de uma ponte, deve-se levar em conta a funcionalidade, a segurança, a estética, economia e durabilidade da mesma. Para isso, os mais importantes critérios de análise considerados por Debs e Takeya (2009) são:

- **Material da estrutura:** madeira, alvenaria, concreto simples, concreto armado, concreto protendido, aço ou ainda mistas de aço e concreto;
- **Comprimento:** pontes de pequenos, médios ou grandes vãos;
- **Natureza do tráfego:** rodoviária, ferroviárias, passarelas, aeroviárias, aquedutos ou mistas;
- **Desenvolvimento planimétrico:** pontes retas ou pontes curvas;
- **Desenvolvimento altimétrico:** reto ou curvo;
- **Sistema estrutural:** ponte em viga, pórtico, arco, pênsil ou estaiada;
- **Seção transversal:** ponte de laje ou de viga;
- **Posição do tabuleiro:** tabuleiro superior, intermediário ou inferior;
- **Processo de execução:** concreto moldado in loco, pré-moldado, com balanços sucessivos ou com deslocamentos progressivos.

2.3.1 Material da estrutura

Dos materiais que são construídas pontes, encontram-se a madeira, alvenaria, concreto simples, concreto armado, concreto protendido, aço ou ainda pontes mistas de aço e concreto. No presente trabalho, considerar-se-á o concreto armado como material principal para o projeto.

2.3.1.1 Material concreto

Carvalho e Filho (2007) definem o concreto como um material obtido por meio da mistura de:

- **Aglomerante:** cimento;
- **Aglomerados:** agregado fino (areia) e agregado graúdo (brita);
- **Água;**
- **Aditivos:** Em alguns casos podem-se incorporar produtos químicos ou outros componentes, para melhorar determinadas características no concreto final.

O concreto apresenta características distintas para seu estado fresco e seu estado endurecido. Carvalho e Filho (2007) apontam que enquanto fresco as propriedades do concreto são a consistência (maior ou menor capacidade de deformação), a trabalhabilidade (facilidade para ser lançado e adensado) e a homogeneidade (distribuição dos agregados de forma uniforme). O concreto endurecido apresentará resistências à compressão e à tração, entretanto, Botelho e Marchetti (2013) explicam que a resistência a compressão do concreto apresenta-se 10 vezes maior do que a resistência à tração, condicionando o desprezo à esta característica do material (resistência à tração).

Quando para fins estruturais, os concretos são classificados pela NBR 8953/2015 em classes, conforme a resistência característica à compressão (F_{ck}). A Tabela 1 apresenta essas classes.

Tabela 1 - Classes de resistência de concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão (MPa)	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão (MPa)
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: NBR 8953/2015

A NBR 6118/2014 explica a variação da resistência à compressão do concreto, que evolui com a idade. Durante o processo de cura (secagem do concreto) o mesmo vai aumentando sua resistência, e aos 28 dias obtém-se a resistência característica à compressão apresentada na Tabela 1.

Tem-se ainda a necessidade de observar o nível de agressão ambiental, a fim de escolher o tipo de cimento a ser utilizado no concreto. A NBR 6118/2014 relaciona a agressividade do meio ambiente (CAA) com as ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, dispostas no Quadro 1 para divisão das condições ambientais.

Quadro 1 - Classe de agressividade ambiental

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

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

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

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

Fonte: NBR 6118/2014

O Cimento Portland (CP) também é dividido em classes, conforme o Quadro 2 apresenta, e para estes grupos recomenda-se a utilização com relação à classe de agressividade ambiental.

Quadro 2 - Indicação para uso dos tipos de Cimento Portland

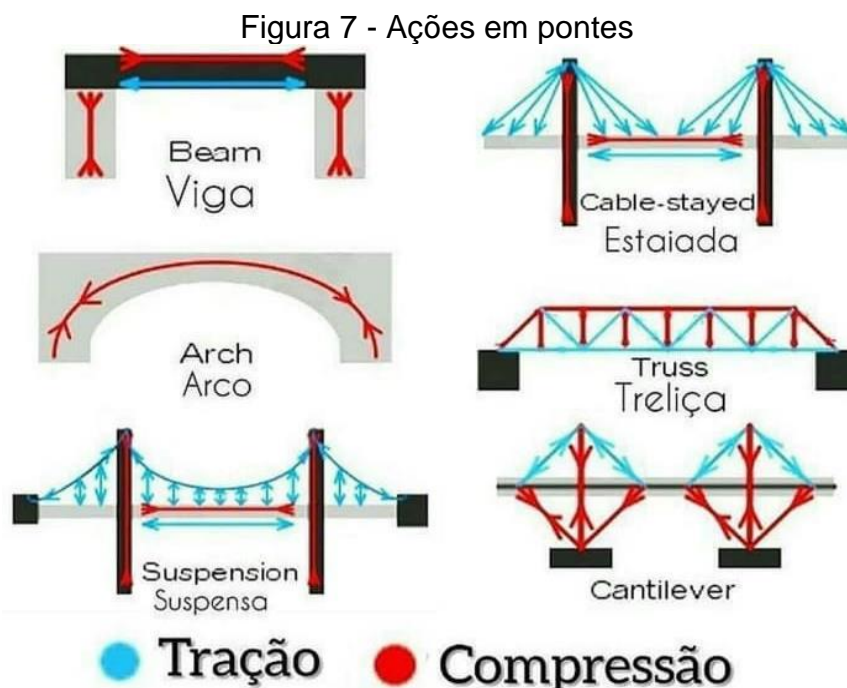
Tipo de cimento	Classe de agressividade ambiental indicada para uso.	Sigla	Norma
Cimento Portland Comum	I e II	CP I-S 32 CP I-S 40	NBR 5732
Cimento Portland Composto	I e II	CP II-E 32 CP II-E 40 CP II-Z 32 CP II-F 32 CP II-F 40	NBR 11578
Cimento Portland de Alto-Forno	III	CP III 32 CP III 40	NBR 5735
Cimento Portland Pozolânico	IV	CP IV 32	NBR 5736
Cimento Portland de Alta Resistência Inicial	IV	CP V-ARI	NBR 5733
Cimento Portland Resistente aos Sulfatos	IV	CP III 40 RS	NBR 5737

Fonte: NBR 5732/1991, NBR 11578/1991, NBR 5735/1991, NBR 5736/1991, NBR 5733/1991 e NBR 5737/1992. Adaptado.

Com isso, pode-se concluir a necessidade de utilização do CP V – ARI para pontes, uma vez que as mesmas estarão numa classe de agressividade ambiental muito forte (IV). Observa-se também que para estruturas totalmente submersas (como será o caso da fundação) pode-se utilizar o CP I, porém, é usual a utilização de cimentos a partir do CP II.

2.3.1.2 Material aço

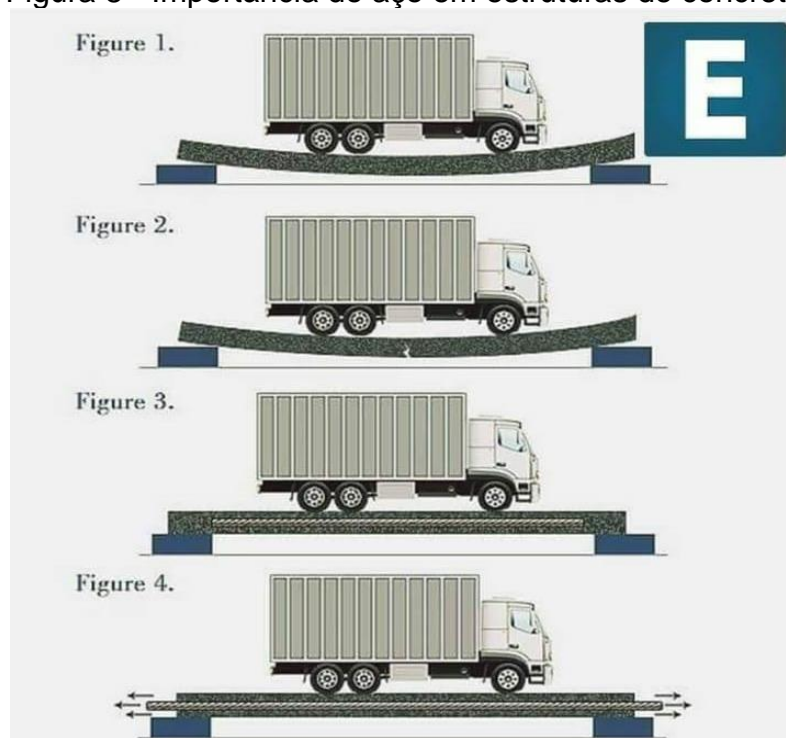
Segundo Botelho e Marchetti (2013), historicamente, as pontes de pedra em vigas com grandes vãos mostraram-se ineficazes, uma vez que as mesmas se rompiam. Percebeu-se a ação da tração nas mesmas, força que as pedras não resistiam. Visando superar esses efeitos, surgiram as pontes com formatos de arcos, onde as pedras sofriam apenas a compressão. A Figura 7 apresenta a simbolização dos esforços existentes nos modelos de pontes.



Fonte: @engenhariaprojetos, 2018.

Botelho e Marchetti (2013) seguem explicando que a partir do momento em que se iniciou a utilização do concreto nas estruturas, as limitações para fabricação de vigas eram as mesmas, tendo em vista que o concreto resiste pouco à tração. Surgiu então a ideia da mistura de um material bom para tração na parte tracionada, resultando no uso do aço nas estruturas (armadura), criando-se o concreto armado. A Figura 8 ilustra (de maneira didática) a função do aço em uma estrutura de concreto armado.

Figura 8 - Importância do aço em estruturas de concreto



Fonte: @deolhonaengenharia, 2018.

A NBR 7480/2007 estabelece os requisitos para barras e fios de aço destinados a armaduras para estruturas de concreto armado, e classifica:

- **Barras:** Produtos de diâmetro nominal 6,3mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica;
- **Fios:** Produtos de diâmetro nominal 10,0mm ou inferior, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio.

A NBR 7480/2007 estabelece conjuntamente as características que as barras e os fios devem apresentar, separando as mesmas por categorias. O Quadro 3 elenca as categorias e sua principal característica.

Quadro 3 - Categorias dos aços

Categoria	Características
CA-50	Barras providas de nervuras transversais oblíquas
CA-60	Fios lisos, entelhados ou nervurados
CA-25	Barras lisas, desprovida de qualquer tipo de nervura ou entalhes

Fonte: NBR 7480/2007. Adaptado

Essas categorias são comercializadas em barras de 12m, com as bitolas apresentadas nas Tabelas 2 e 3:

Tabela 2 - Bitola para aço CA-25 e CA-50

Diâmetro Nominal (DN) (mm)	Massa Nominal (kg/m)
6,3	0,245
8,0	0,395
10,0	0,617
12,5	0,963
16,0	1,578
20,0	2,466
25,0	3,853
32,0	6,313
40,0	9,865

Fonte: Gerdau, 2018.

Tabela 3 - Bitola para aço CA-60

Diâmetro Nominal (DN) (mm)	Massa Nominal (kg/m)
4,2	0,109
5,0	0,154
6,0	0,222
7,0	0,302
8,0	0,395
9,5	0,558

Fonte: Gerdau, 2018.

Carvalho e Filho (2007) determinam as características mais importantes para a definição de um aço, obtidas em ensaios de tração, sendo:

- **Resistência Característica de Escoamento:** máxima tensão que a barra ou fio devem suportar (f_{yk}) (utiliza-se uma resistência de cálculo - f_{yd} - igual a $f_{yk}/1,15$ para os dimensionamentos;
- **Limite de Resistência:** força máxima suportada pelo material (f_{stk}) e
- **Alongamento na ruptura:** aumento no comprimento do aço correspondente à ruptura, expresso em porcentagem (ϵ_{yd})

As propriedades mecânicas dos aços são apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4 - Propriedades mecânicas dos aços

Aço	f_{yk} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)	ϵ_{yd} (%)
CA-25	250	217	0,104
CA-50	500	435	0,207
CA-60	600	522	0,258

Fonte: Carvalho e Filho, 2007. Adaptado.

Leonhardt (1979) recomenda o uso de aços nervurados para a armadura para o concreto, pois sua alta aderência e resistência elevada são necessárias para a limitação da fissuração. Segue explicando:

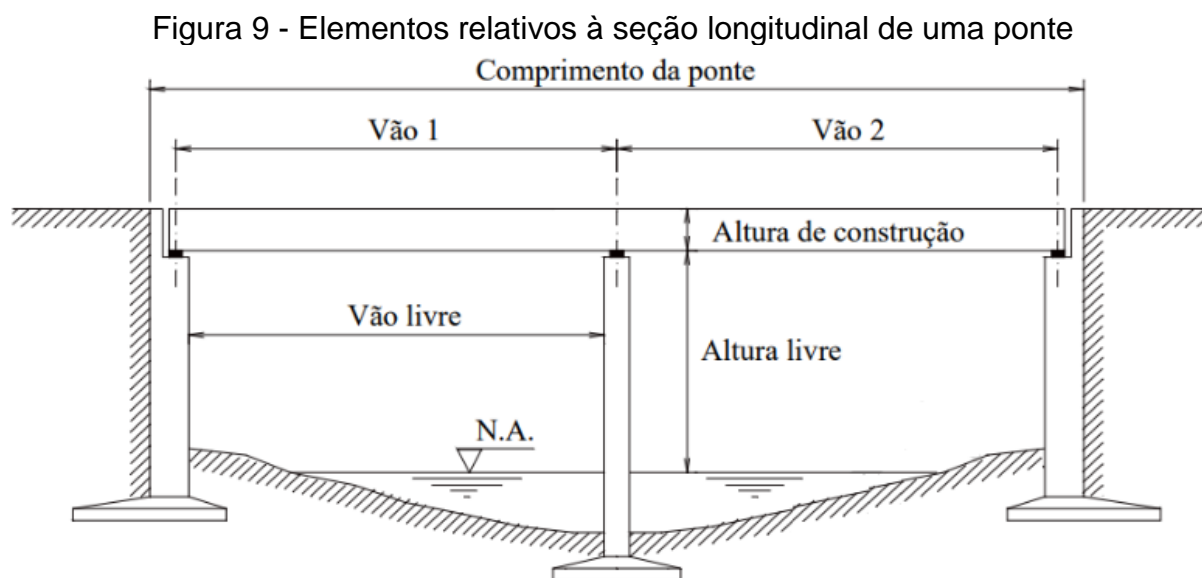
As emendas por transpasse devem ser evitadas, dentro do possível, para barras com $\varnothing > 20\text{mm}$. Apesar da solicitação dinâmica das pontes, a resistência à fadiga é raramente determinante. As malhas soldadas são adequadas para armadura principal (LEONHARDT, 1979, p. 16).

2.3.2 Comprimento

Segundo Debs e Takeya (2009), para as pontes de concreto existe uma divisão na classificação com relação ao comprimento total da ponte, segmentando-se em:

- **Pontes de pequenos vãos** – até 30 metros
- **Pontes de médios vãos** – de 30 a 60 metros
- **Pontes de grandes vãos** – acima de 60 metros

Em seguida, Debs e Takeya (2009) classificam o comprimento de uma ponte como a distância horizontal entre as extremidades da mesma. A Figura 9 apresenta um esquema ilustrativo relativo à seção longitudinal de uma ponte.



Fonte: Debs; Takeya, 2009.

Para a imagem acima, define-se:

- Comprimento da ponte (também denominado de vão total) - distância, medida horizontalmente segundo o eixo longitudinal, entre as seções extremas da ponte;
- Vão (também denominado de vão teórico e de 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 (DEBS; TAKEYA, 2009, p.5).

Para a escolha do comprimento e altura de vão livre da ponte pode ser considerado a passagem das embarcações, sendo necessário verificar no momento do anteprojeto as dimensões das embarcações que trafegam no local. Considerando-se viadutos, a mínima altura do vão livre pode ser determinada considerando a altura de caminhões que irão trafegar abaixo da mesma, ao longo de uma via. A Resolução CONTRAN nº 210 de 13/11/2006 estipula o limite de altura para cargas transportadas em 4,4m. Segundo o DNIT, em Santa Catarina a altura entre a pista e as obras de arte especiais está entre 4,5 e 5,5 metros.

2.3.3 Natureza do tráfego

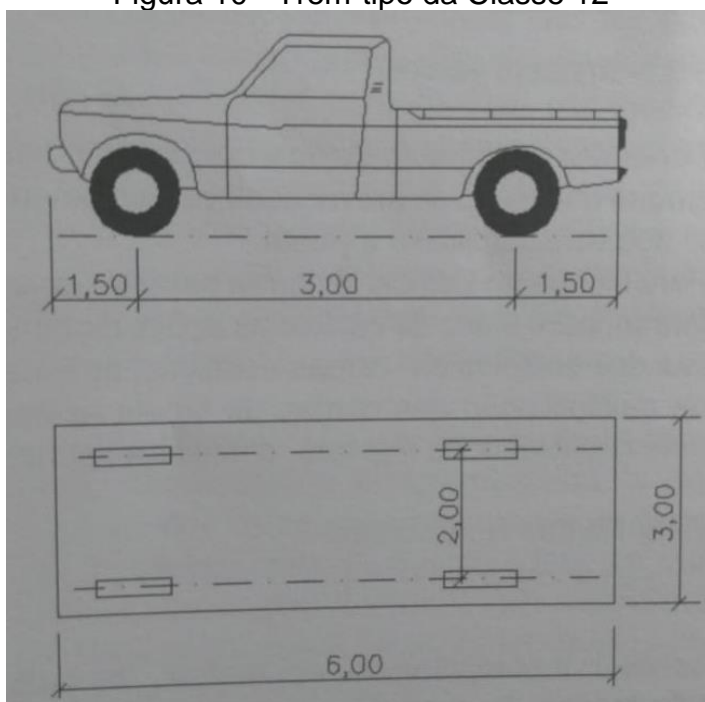
Sobre a natureza do tráfego, Debs e Takeya (2009) classificam as pontes associando o tipo de tráfego principal para o qual a ponte irá servir. Ainda, pode-se destinar mais de um tipo de tráfego para uma determinada ponte, classificando-a como mista.

Considerando-se uma ponte rodoviária, é necessário o conhecimento sobre os veículos que irão trafegar na mesma, para isso, conceitua-se 3 classes de veículos, conforme Pinho (2007) apresenta:

- **Classe 12** – veículo de 2 eixos, com peso total de 12tf (120KN);
- **Classe 30** – veículo de 3 eixos, com peso total de 30tf (300KN);
- **Classe 45** – veículo de 3 eixos, com peso total de 45tf (450KN).

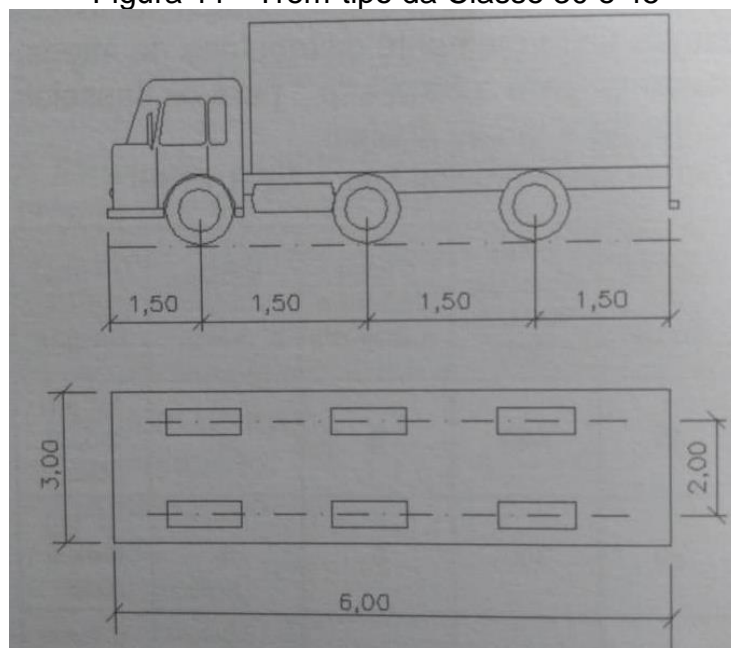
Para estes, as Figuras 10 e 11 apresentam as dimensões:

Figura 10 - Trem-tipo da Classe 12



Fonte: Pinho, 2007.

Figura 11 - Trem-tipo da Classe 30 e 45



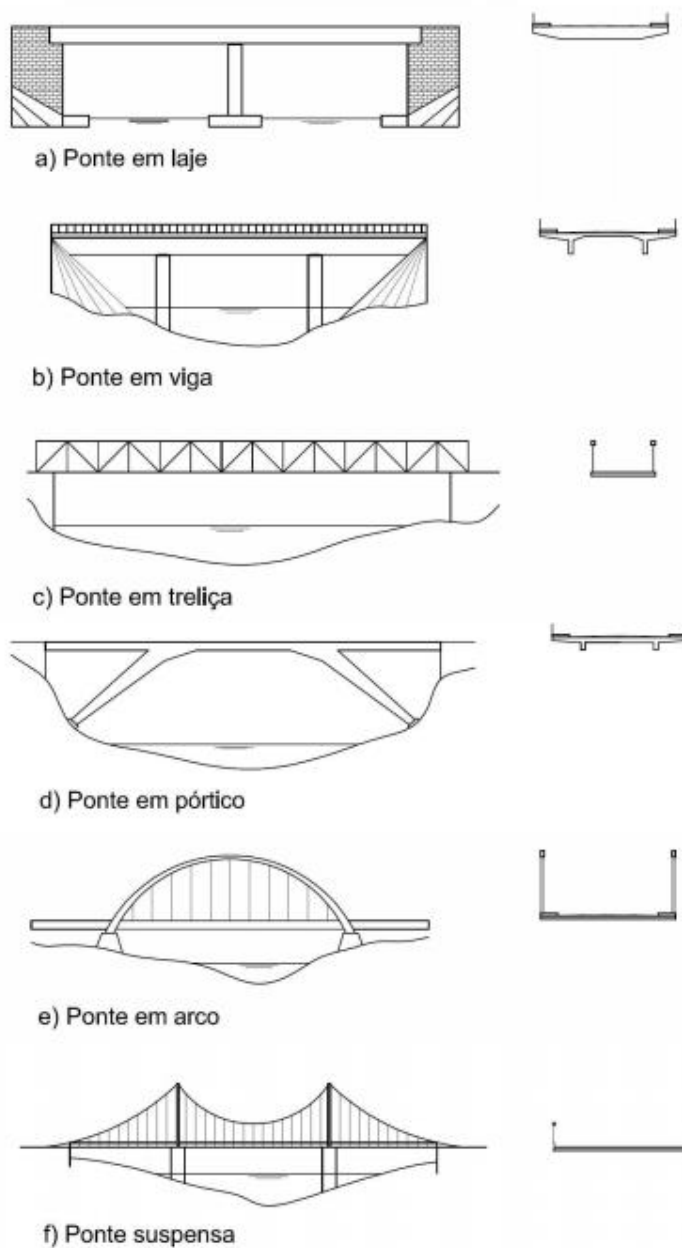
Fonte: Pinho, 2007.

A NBR 7188/2013, que define valores característicos básicos das cargas móveis rodoviárias de veículos sobre pneus para projeto de pontes, viadutos, entre outros, elenca o Tipo 45 como classe rodoviária padrão. Com essas medidas é possível determinar a largura mínima da faixa na pista de rolamento.

2.3.4 Sistema estrutural

O sistema estrutural das pontes é dividido em modelos que tem características físicas diferentes e, por conseguinte, atribuem à ponte características estruturais distintas. Os modelos são ponte em laje, viga, pórtico, treliça, arco, pênsil ou estaiada, apresentadas na Figura 12.

Figura 12 - Modelos estruturais de pontes



Fonte: Filho, 2008.

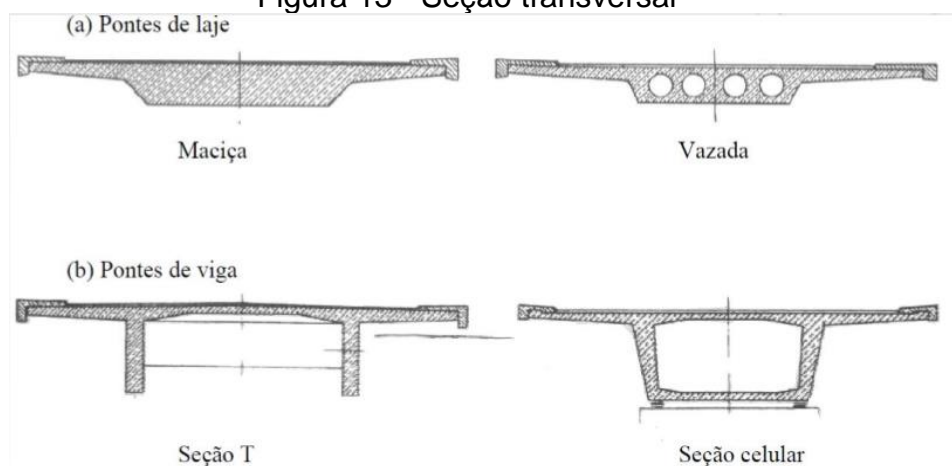
A seguir, apresenta-se sucintamente as principais características de cada modelo estrutural, conforme Filho (2008) instrui:

- **Ponte em laje:** pequena altura de construção, boa resistência à torção e rapidez de execução, e boa relação estética. Podem ser moldadas no local ou constituídas de elementos pré-moldados, e os detalhes de fôrmas e das armaduras e a concretagem são bastante simples.
- **Ponte em viga:** subdividida em viga de alma cheia e viga caixão, possuem um sistema de vigas que suportam o tabuleiro. Nas vigas caixão não é necessário utilizar transversinas intermediárias, já que este tipo de estrutura confere grande rigidez à torção ao sistema.
- **Ponte em treliça:** elementos solicitados apenas por cargas axiais. Permite alturas maiores com menor peso, reduzindo a flecha. Desvantagem: maior custo de fabricação, pintura e manutenção, e às vezes o fator estético, pelo cruzamento visual dos elementos.
- **Ponte em pórtico:** apresenta pilares inclinados, necessitando de fundações inclinadas. Recomendado para terrenos de bom suporte de cargas.
- **Ponte em arco:** mais antigo modelo de ponte. Devido à sua configuração geométrica, permite o uso de concreto simples em pontes de grandes vãos.
- **Ponte suspensa:** os tabuleiros são contínuos e são sustentados por cabos atirantados, podendo ser pênseis ou estaiadas.

2.3.5 Seção transversal

Considerando pontes de laje e de viga, as seções transversais de pontes de laje podem ser vazadas ou maciças e de pontes de viga podem ter seção celular ou seção T (DEBS; TAKEYA, 2009). A Figura 13 representa os cortes, exemplificando os modelos.

Figura 13 - Seção transversal

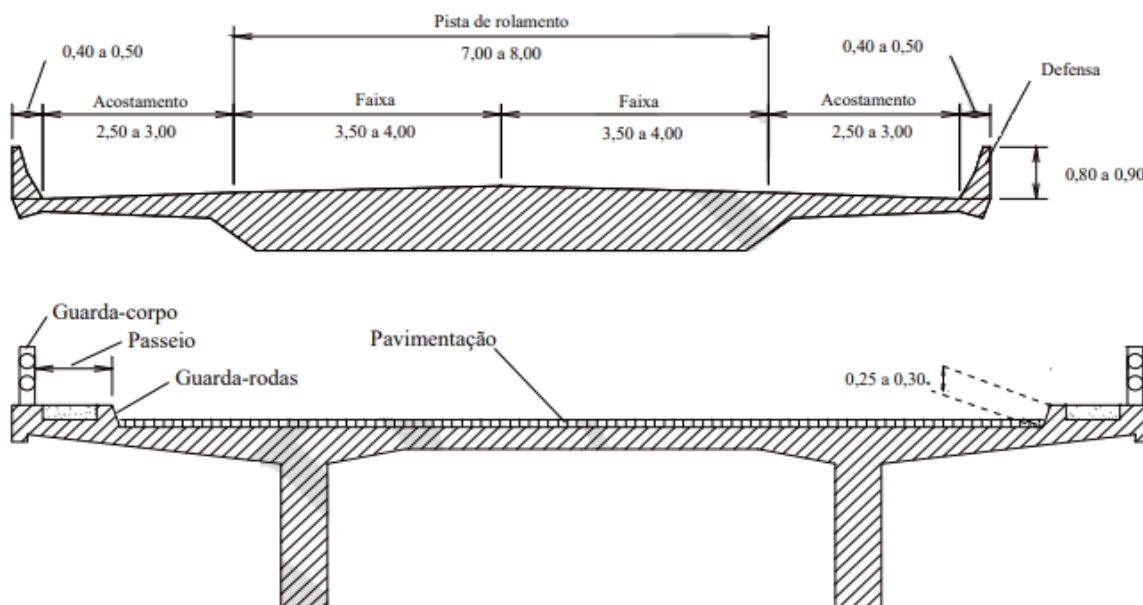


Fonte: Debs; Takeya, 2009.

Debs e Takeya (2009, p. 11) ainda chamam a atenção para a classificação, pois “ponte em viga refere-se ao sistema estrutural da superestrutura em viga qualquer que seja a seção transversal, e ponte de viga refere-se à seção transversal em viga, independente do sistema estrutural da superestrutura”.

Na seção transversal encontra-se a pista de rolamento, o acostamento e os elementos construtivos que forem necessários para determinada ponte, Figura 14.

Figura 14 - Elementos da Seção Transversal



Fonte: Debs; Takeya, 2009.

Define-se:

- Pista de rolamento - largura disponível para o tráfego normal dos veículos, que pode ser subdividida em faixas;
- Acostamento - largura adicional à pista de rolamento destinada à utilização em casos de emergência, pelos veículos;
- Defesa - elemento de proteção aos veículos, colocado lateralmente ao acostamento;
- Passeio - largura adicional destinada exclusivamente ao tráfego de pedestres;
- Guarda-roda - elemento destinado a impedir a invasão dos passeios pelos veículos;
- Guarda corpo - elemento de proteção aos pedestres (DEBS; TAKEYA, 2009, p. 5).

Ainda pode existir uma barreira no centro da pista de rolamento separando as faixas, conhecida como Barreira New Jersey.

2.4 COMPONENTES ESTRUTURAIS

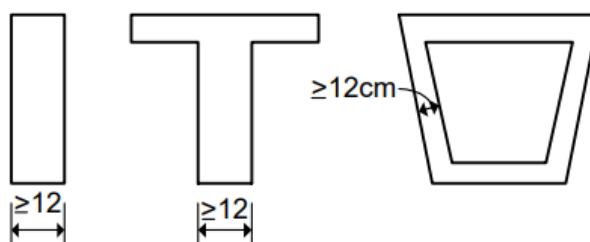
Foram classificados no Item 2.2 os principais componentes estruturais encontrados em uma ponte, dividindo-os em longarina, transversina, cortina ou encontro, laje tabuleiro, aparelhos de apoio, pilares e fundação.

2.4.1 Longarina e Transversina

A longarina e a transversina tratam-se, como dito anteriormente, de vigas que vencem o vão livre e servem de apoio para as lajes, respectivamente.

Borges (2013, p.52) explica que o dimensionamento de uma viga consiste em calcular “[...] a altura e largura de sua seção reta, avaliar a quantidade de aço necessária para a confecção das armaduras e detalhar as dimensões de cada ferro utilizado [...]”. Para o pré-dimensionamento de uma viga, a NBR 6118/2014 estipula critérios mínimos a serem adotados, como largura, cobrimento e armaduras mínimas. A Figura 15 apresenta a largura mínima da seção transversal das vigas.

Figura 15 - Largura mínima da seção transversal das vigas



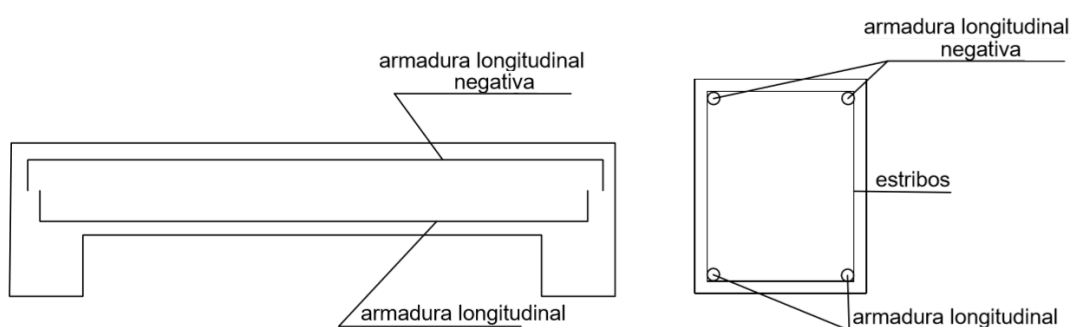
Fonte: Matias, 2018.

Para as dimensões de vigas para pontes, a NBR 7187/2003 determina que a largura da alma ($b_{w_{viga}}$) não deve ser inferior a 20 cm.

O dimensionamento das vigas é feito com solicitações calculadas para seções transversais, momento fletor e esforços cortante (ANJOS, 2018a). A confecção de diagramas de cortante e momento permite determinar o local e a magnitude dos valores máximos dessas solicitações, recomenda Leet (2009).

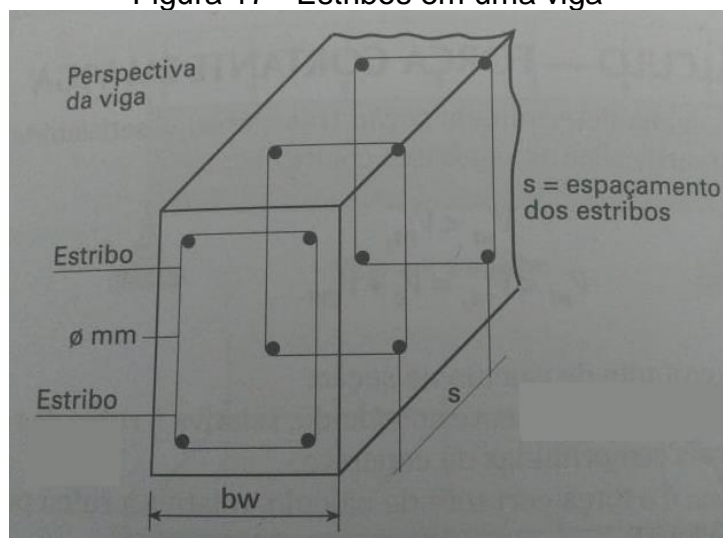
As armaduras para vigas são armaduras longitudinais e armaduras transversais. A armadura longitudinal tem a função de resistir aos momentos fletores, enquanto a armadura transversal trata de estribos que tem função de resistir aos esforços de cisalhamento. As Figuras 16 e 17 apresentam onde irá cada tipo de armadura em uma viga.

Figura 16 - Armaduras em uma viga



Fonte: A autora

Figura 17 - Estribos em uma viga



Fonte: Botelho e Marchetti, 2013. Adaptado.

Para essas armaduras é necessário um cobrimento (C_{nom}) mínimo de concreto, que é estipulado pela NBR 6118/2014 conforme a classe de agressividade ambiental. A Tabela 5 apresenta o cobrimento mínimo para as vigas.

Tabela 5 - Cobrimento mínimo para vigas

Classe de agressividade	I	II	III	IV
Cobrimento nominal (cm)	2,5	3,0	4,0	5,0

Fonte: NBR 6118/2014. Adaptado

Ainda, no pré-dimensionamento de uma viga, é importante posicionar as mesmas tendo alguns critérios a serem atendidos, conforme Matias (2018) recomenda:

- As vigas devem ser locadas de forma que o pano das lajes resulte com dimensões de mesma ordem e grandeza;
- Sempre que possível as vigas devem ser dispostas de tal forma que as mesmas juntamente com os pilares gerem maior rigidez a estrutura do edifício pela formação de pórticos;
- Como as vigas delimitam os painéis de laje, suas disposições devem levar em consideração o valor econômico do menor vão das lajes, que para lajes maciças é da ordem de 3,5 a 5m.

2.4.2 Laje Tabuleiro

As lajes de uma ponte têm a função de servir de apoio direto para as cargas atuantes. O pavimento de uma estrutura é formado, basicamente, pela laje. Segundo Carvalho e Filho (2013), esta é, normalmente, a parte da estrutura que mais consome

material, por isso, busca-se soluções que poderão reduzir o consumo e conduzir a uma economia considerável.

Considerando as seções transversais de pontes de laje conforme indicado por Debs e Takeya, (2009) os elementos podem ser vazadas ou maciças e de pontes de viga podem ter seção celular ou seção T. Para a escolha do sistema estrutural mais adequado Carvalho e Filho (2013) explicam que devem ser considerados alguns parâmetros básicos, como a finalidade da edificação, as cargas de utilização, o tamanho dos vãos a vencer, a disponibilidade de equipamentos, entre outros.

Ainda, Carvalho e Filho (2013) indicam que lajes maciças podem ser antieconômicas quando utilizadas em grandes vãos, recomendando o uso de lajes de concreto armado com nervuras. As lajes nervuradas são lajes moldadas no local ou pré-moldadas, dividindo-se em nervuradas com vigotas, lajes alveolares e seção T. As opções de laje celular, dada por Debs e Takeya, (2009) também apresenta uma economia.

Como a diminuição da espessura de uma laje apresentaria grande redução no consumo de concreto, a NBR 6118/2014 estipula os seguintes limites mínimos a serem seguidos:

- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30KN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30KN.

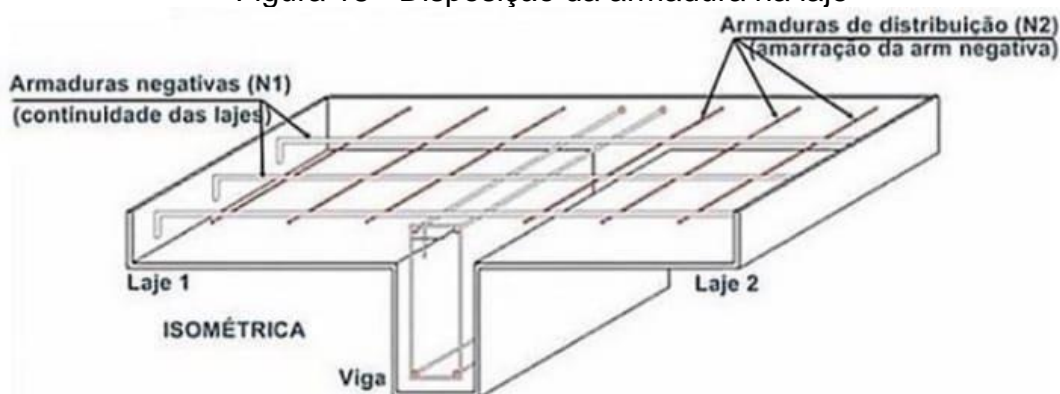
Ainda, a NBR 7187/2003 determina que as espessuras (h_{laje}) das lajes maciças que fazem parte das estruturas das pontes devem respeitar os valores mínimos a seguir indicados:

- lajes destinadas à passagem de tráfego ferroviário: $h_{laje} \geq 20$ cm;
- lajes destinadas à passagem de tráfego rodoviário: $h_{laje} \geq 15$ cm;
- demais casos: $h_{laje} \geq 12$ cm

Segundo Borges (2013, p 20) “o cálculo das lajes consiste em dimensionar sua espessura, avaliar a quantidade de aço necessária para as armaduras e detalhar as dimensões de cada ferro”. Quanto ao tipo de armação, as lajes podem ser armadas em uma só direção ou armadas em cruz, devendo o ferro ser disposto de maneira a conter todos os esforços de tração internos da laje, sendo a armadura no vão livre posicionada na parte inferior da peça, enquanto a armadura negativa posicionada na parte superior da mesma, para suportar todos os momentos.

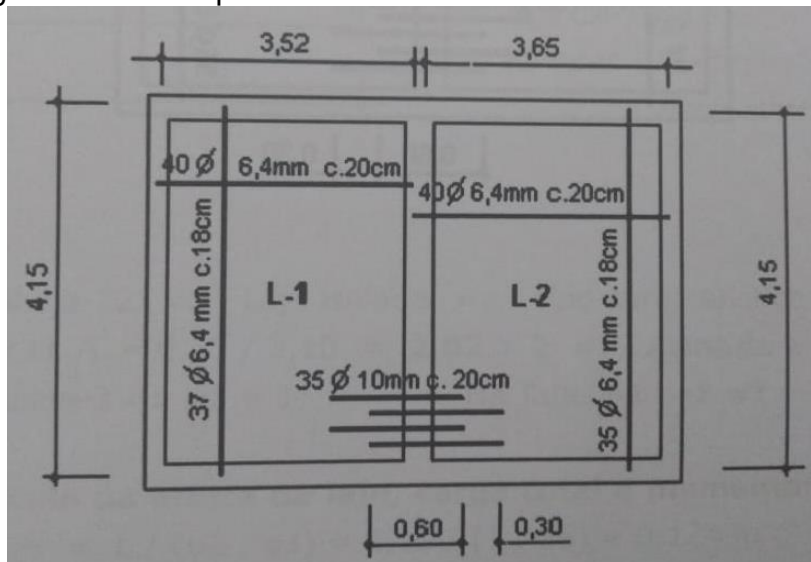
Os ferros podem ser contínuos ou alternados, sendo os contínuos cortados com o comprimento igual ao vão e armados ao longo dos comprimentos da laje e os alternados cortados com um comprimento menor que o vão teórico e armados para ficarem apoiados alternadamente sobre os apoios (BORGES, 2013). A Figura 18 mostra a disposição das barras de armadura numa laje. A Figura 19 apresenta um exemplo do detalhamento das armaduras de uma laje da maneira mais dispendiosa.

Figura 18 - Disposição da armadura na laje



Fonte: @blogdaconstrucaocivil, 2018. Adaptado.

Figura 19 – Exemplo de detalhamento da armadura de uma laje



Fonte: Borges, 2013.

Em caso de momentos negativos, utiliza-se armaduras de canto, ou armaduras de transição, nos apoios das lajes.

Assim como nas vigas, é necessário recobrir as armaduras com uma camada de concreto, protegendo-as de fatores externos. A NBR 6118/2014 estipula o

cobrimento mínimo conforme a classe de agressividade ambiental (Quadro 1), apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 - Cobrimento mínimo para lajes

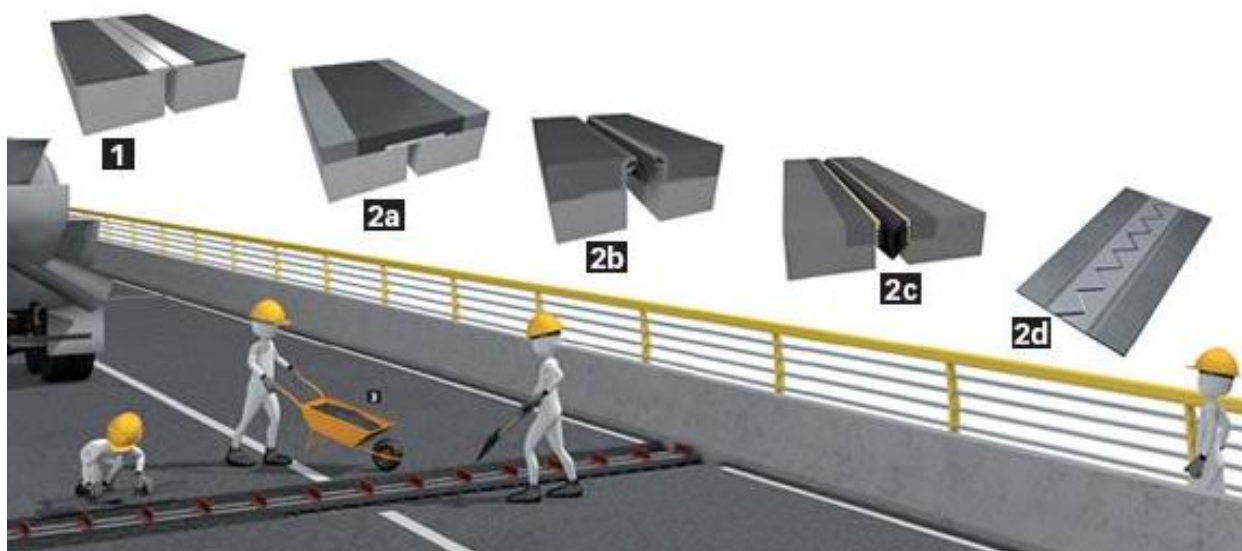
Classe de agressividade	I	II	III	IV
Cobrimento nominal (cm)	2,0	2,5	3,5	4,5

Fonte: NBR 6118/2014. Adaptado

Por fim, em se tratando de concreto aparente sem proteção, os cobrimentos em locais de agressividade moderada, forte ou muito forte devem ser aumentados em 1,0cm, determina a NBR 6118/2014.

Nas lajes são necessárias a aplicação de juntas de dilatação, que, segundo a Norma DNIT 092/2006, são intervalos abertos entre trechos de superestrutura, ou entre a superestrutura e os encontros, que permitem que a superestrutura se dilate ou se contraia com as variações de temperatura. Estes intervalos, exceto nas juntas abertas, são preenchidos por vários tipos de dispositivos. A Figura 20 apresenta alguns tipos de juntas de dilatação utilizados em obras de arte.

Figura 20 - Tipos de junta de dilatação em obras de arte



Fonte: Infraestruturaurbana, 2011.

O Tipo 1 são juntas abertas e os Tipos 2 são juntas fechadas, que, segundo a Norma DNIT 096/2006, são inúmeras em virtude de serem dispositivos de grande importância e de vida útil relativamente curta, surgindo novos tipos de juntas fechadas com frequência. Algumas das clássicas são apresentadas conforme a norma DNIT 096/2006 e segundo Brito e Lima (2009), conforme o Quadro 4.

Quadro 4 - Alguns tipos de juntas de dilatação

TIPO	NOME	FORMAÇÃO	APLICAÇÃO	DESLOCAMENTO
1	Juntas abertas	consistem no não preenchimento do espaço de junta	Todos os tipos de vias incluindo autoestradas com tráfego intenso	Com muito pequenos deslocamentos, o máximo espaço de junta aceitável para veículos motorizados é de 65 mm
2a	Juntas de asfalto	são formadas de uma placa de aço ou de alumínio, diretamente apoiada em dois trechos contíguos de superestrutura e coberta com material elástico com cerca de 30 cm de largura e espessura igual à da pavimentação	Praticamente em desuso	Permitem movimentações da ordem de 1 cm
2b	Juntas de compressão	um bloco contínuo e alveolar de Neoprene, fixado e calçado em cantoneiras de aço que protegem os cantos das juntas	Pontes, edifícios, túneis e estações de tratamento de águas e esgotos. Não tendo limitações ao nível do tráfego, que pode variar entre ligeiro a intenso e pesado como nas auto-estradas.	Têm amplitude de movimentos reduzida com intervalo corrente entre 15 e 50 mm.
2c	Juntas com fitas elastoméricas	constam de dois blocos de concreto de alta resistência, fixados nas extremidades da superestrutura, com reentrâncias adequadas para alojar as extremidades reforçadas de uma fita contínua de Neoprene. As fitas podem, ainda, ser instaladas em conjunto, compondo um sistema para grandes movimentações e aberturas	Em pontes com tráfego intenso e pesado	Atingem usualmente cerca de ± 50 mm de amplitude horizontal máxima
2d	Juntas dentadas	constituída por duas chapas de aço, cada uma delas soldada em uma das extremidades e livre na outra; nas extremidades livres, as chapas têm saliências e reentrâncias defasadas e de dimensões adequadas e compatíveis com a movimentação da junta, o que permite um duplo funcionamento de macho e fêmea dos dentes	Pontes extensas, com separação entre juntas elevada e tráfego pesado.	Atingem amplitudes de grande dimensão (até ± 500 mm)

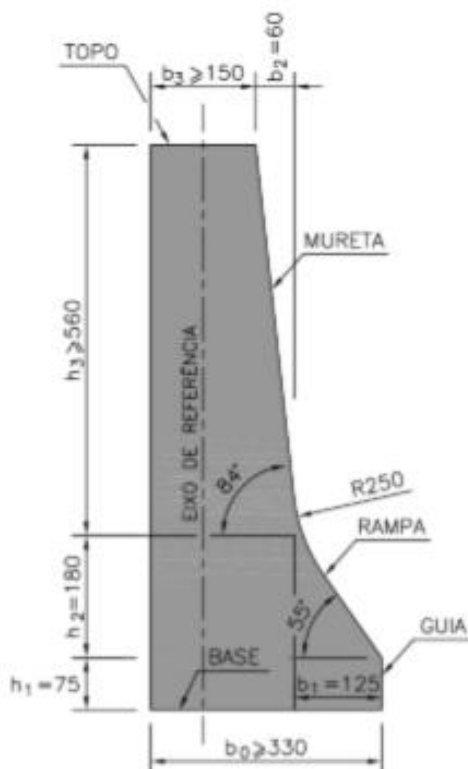
Fonte: Norma DNIT 096/2006, Brito e Lima, 2009. Adaptado.

2.4.3 Elementos acessórios da superestrutura

Pfeil (1979) elenca alguns elementos que são acessórios à superestrutura de uma ponte, destacam-se os mais importantes:

- **Camada de regularização:** produz uma superfície de rolamento regular com caimento transversal para drenagem. Normalmente produzida em concreto ou asfalto, o caimento é obtido com uma camada de regularização de espessura variável.
- **Barreiras laterais:** Também chamadas de guarda rodas, são o limite lateral físico do tabuleiro, impedindo que os veículos desgovernados se projetem fora da ponte. Normalmente produzida em concreto, existindo também modelos metálicos. O Anexo B da norma DNIT 109/2009 estipula as medidas mínimas que as barreiras devem apresentar, conforme a Figura 21.

Figura 21 - Medidas para o guarda-rodas



Fonte: Norma DNIT 109/2009.

- **Tubos de drenagem:** a drenagem se faz pelo caimento transversal da pista, na camada de regularização. O escoamento da água em tubos de 3" espaçados de 5m.

- **Pingadeiras:** destinam-se a impedir que águas pluviais escoem pela superfície lateral da obra, produzindo manchas.

2.4.4 Aparelhos de Apoio

Os aparelhos de apoio são peças de transição entre os vigamentos principais e os pilares, que transmitem as reações de apoio e permitem os movimentos das vigas. Esses movimentos podem ser de rotação e translação, assim os aparelhos de apoio podem ser classificados em três tipos, segundo Anjos (2018c):

- Fixos: permitem apenas os movimentos de rotação, gerando reações verticais e horizontais no veículo;
- Móveis: permitem torção e translação, gerando apenas reação vertical;
- Elásticos: permitem a torção e translação, gerando, porém, reação vertical e horizontal

Com relação ao material dos aparelhos de apoio, Anjos (2018c) define que as articulações fixas e móveis podem ser metálicas ou de concreto, as articulações elásticas são constituídas de elastômero.

Anjos (2018c) explica que os aparelhos metálicos podem ser obtidos combinando chapas e roletes. Exigem manutenção periódica pois a sujeira e corrosão podem prejudicar seu funcionamento. Existem aparelhos de apoio metálicos fixos e móveis.

Os aparelhos elásticos fretados são conhecidos comercialmente como Neoprene Fretado, que intercalam placas de elastômero de pequena espessura com chapas de aço, formando um bloco único e evitando seu achatamento excessivo e aumentando as tensões admissíveis nos apoios. Por apresentar grande resistência a intempéries, dispensa manutenção rigorosa. Sobre a superfície externa, uma camada (ANJOS, 2018c).

Segundo a Neoprex (2018, p 8):

Aparelhos de apoio de elastômero podem ser projetados e manufaturados para acomodar movimentos de translação em qualquer direção e movimentos rotacionais em torno de qualquer eixo por deformação elástica, de maneira a transmitir corretamente, de um componente estrutural para outro, as forças de projeto e acomodar os deslocamentos derivados da análise estrutural.

[...]

Considerando-se a temperatura ambiente, aparelhos de apoio de elastômero podem ser usados com folga em qualquer lugar do Brasil. A faixa de

temperatura para o uso de aparelhos de apoio de elastômero está compreendida entre -25°C e 50°C , sendo permitidas por tempo limitado temperaturas até 70°C .

[...]

Apesar de que aparelhos de apoio de elastômero são projetados para acomodar movimentos que lhes induzem cisalhamento, não devem ser usados normalmente para resistir a esforços permanentes de forças cortantes relevantes. Em alguns desses casos, pode ser mais adequada a utilização de apoios deslizantes.

2.4.5 Pilares

Pilares são estruturas verticais que, conforme classificado no item 2.2, recebem as cargas verticais e horizontais da superestrutura e as transferem para as fundações. Como no caso das vigas, Borges (2013, p. 90) elucida:

O cálculo de pilares consiste no dimensionamento da seção reta e da quantidade de ferros que comporá a armadura, baseado nos esforços a que está submetido e em parâmetros construtivos iniciais, limitados a índices impostos pela Norma NBR 6118/202014 da ABNT.

Os pilares têm forma prismática ou cilíndrica, usualmente com seção transversal quadrada, retangular ou circular, conforme Carvalho e Filho (2013). Segundo a NBR 6118/2014, a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, a norma permite a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm. Em qualquer caso, não permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm^2 .

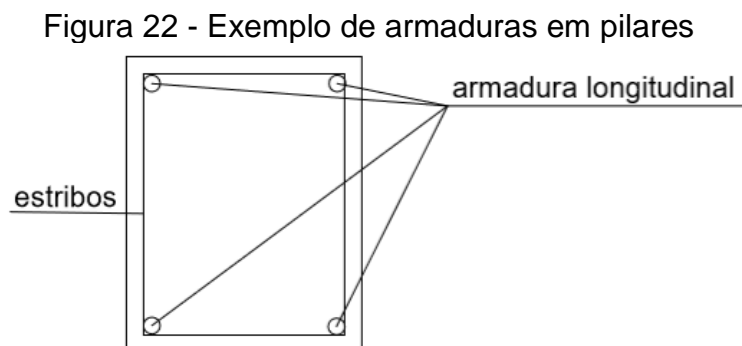
Anjos (2018a) indica que, para o projeto de uma ponte, os pilares em contato com o fluxo de água devem ter sua menor dimensão perpendicular a esse fluxo, de forma a evitar ou diminuir a erosão localizada na base do pilar. Recomenda também evitar eixos no meio do rio, pois a velocidade de escoamento da água é maior.

Há duas situações em que a estrutura poderá se encontrar que deverão ser analisadas para o dimensionamento de pilares, em concordância com Carvalho e Filho (2013):

- **Nós móveis:** considera-se os efeitos de segunda ordem;
- **Nós fixos:** considera-se apenas os efeitos de primeira ordem.

Num pilar, são utilizadas armaduras longitudinais e estribos, semelhante às vigas, tendo sua armação aplicada também de forma similar à vigas, exemplificada na

Figura 22. Para seu dimensionamento, em alguns casos, pode-se utilizar ábacos para determinar a armadura necessária, aconselham Carvalho e Filho (2013).



Fonte: A autora

Da mesma forma que para as vigas e lajes, as armaduras necessitam de um cobrimento mínimo, também relacionado à CAA, conforme a NBR 6118/2014 estipula. A Tabela 7 apresenta os cobrimentos mínimos para pilares.

Tabela 7 - Cobrimento mínimo para pilares

Classe de agressividade	I	II	III	IV
Cobrimento nominal (cm)	2,5	3,0	4,0	5,0

Fonte: NBR 6118/2014. Adaptado

Sendo a Classe I fraca, a Classe II moderada, a Classe III forte e a Classe IV muito forte, conforme a NBR 6118/2014, em função das ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, dispostas no Quadro 1.

2.4.6 Fundação

Tem-se, conforme Hachich et al. (1998, p. 51):

Todo projeto de fundações contempla as cargas aplicadas pela obra e a resposta do solo a estas solicitações. Os solos são muito distintos entre si e respondem de maneira muito variável, por isto, toda experiência transmitida pelas gerações de construtores sempre se relaciona ao tipo de solo existente.

A Norma DNIT 121/2009 define a sistemática adotada na execução dos diversos tipos de fundações de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado define fundações em coerência ao visto no item 2.2, separando as mesmas em:

- **Fundações superficiais:** assentes em profundidades inferiores a 1,50 m e maiores duas vezes que a menor dimensão de sua base;
- **Fundações profundas:** Utilizadas quando os solos resistentes estão a profundidades difíceis de atingir por escavações convencionais. São as fundações em estacas, tubulões e caixões.

Para a escolha do tipo de fundações é imprescindível a realização de sondagens, para se ter conhecimento do tipo de solo da cota de assentamento. Além disso, a Norma DNIT 212/2009 ressalta que, por não ser uma ciência exata, é indispensável que os engenheiros responsáveis pelo projeto e pela execução das fundações sejam experientes e tenham sólidos conhecimentos de mecânica dos solos.

Dentro das fundações profundas encontra-se ainda os modelos de estacas e tubulões. Hachich et al. (1998) agrupa os tubulões em dois tipos básicos: tubulões a céu aberto e os que empregam o ar comprimido. O uso de tubulões hidropneumáticos torna possível a escavação abaixo do lençol freático empregando ar com pressão equivalente à pressão de água. O Quadro 5 resume os tipos de fundações possíveis para pontes e viadutos, segundo a Norma DNIT 121/2009.

Quadro 5 - Tipos de fundações

Tipo de fundação		Cargas	Resistência
Baldrame		Casas térreas	Solo firme e seco
Radier		Casas térreas/ sobrados	Solo pouco firme e firme
Sapata		Casas térreas	Solo pouco firme
		Sobrados	Solo firme e seco
Estaca	Broca	Sobrados e prédios baixos	Solo firme
	STRAUSS	Prédios baixos	Solo pouco firme
	Pré-moldada	Prédios altos, pontes e viadutos	Solo pouco firme ou com presença de água
	Tipo Franki	Prédios altos, pontes e viadutos	Solo pouco firme
Tubulão	a céu aberto	Prédios altos, pontes e grandes viadutos	Quando o lençol freático é profundo
	a ar comprimido	Prédios altos, pontes e grandes viadutos	Quando o lençol freático é raso ou quando a obra é dentro do rio, lagoa ou mar

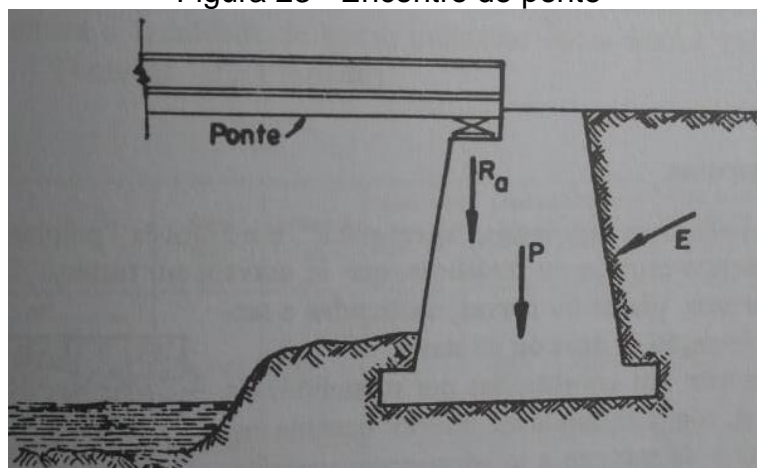
Fonte: Norma DNIT 121/2009. Adaptado

2.4.7 Cortina ou Encontro

O encontro, ou cortina, como visto, são transversinas especiais colocadas na extremidade da obra, que são basicamente estruturas de contenção, com o objetivo de suportar o empuxo lateral de solos. Este empuxo é resultado principalmente do peso próprio do solo, de sobrecargas atuando na superfície do terreno, da presença da água no interior do solo (WILKE, 2016).

Para pontes, Caputo (2013) recomenda levar em conta ainda a reação proveniente da ponte. A Figura 23 apresenta um encontro de ponte com as forças atuantes destacadas.

Figura 23 - Encontro de ponte



Fonte: Caputo, 2013.

Segundo Wilke (2016), as dimensões de um muro de contenção têm que ser adequadas para garantir o equilíbrio estrutural e estar dentro das normas de segurança (normalmente o fator de segurança $> 1,5$). Além disso, todo muro deverá satisfazer aos critérios de segurança quanto ao tombamento, deslizamento, fundações e estabilidade global.

2.5 ANTEPROJETO

O anteprojeto de uma ponte pode ser dividido em 9 etapas, resumidamente explicadas abaixo usando como base um anteprojeto fornecido pelo DNIT (2014).

- I. **Estudo do tráfego:** Apresenta-se a contagem de veículos para o segmento.

- II. **Estudo geotécnico:** Realização de sondagens com o objetivo subsidiar a definição da fundação para a obra de arte especial, além verificar a estabilidade de taludes. Outro objetivo é conhecer os solos do subleito da rodovia, visando o fornecimento de subsídios para a elaboração dos projetos de terraplanagem e pavimentação dos acessos.
- III. **Estudo topográfico:** Cadastro dos pontos de nível. Verificação da necessidade de desapropriação.
- IV. **Anteprojeto geométrico:** Busca-se a melhor adequação ao terreno compatível com custos reduzidos, utilizando como base os estudos anteriores e harmonizando traçados.
- V. **Anteprojeto de drenagem:** A definição e quantificação dos dispositivos capazes de captar e conduzir adequadamente as águas superficiais e profundas, de modo a preservar a estrutura da via, bem como possibilitar sua operação durante a incidência de precipitações mais intensas.
- VI. **Anteprojeto de terraplanagem:** Cálculo dos volumes de corte e aterro e a determinação da orientação das massas a serem movimentadas para a implantação da rodovia.
- VII. **Anteprojeto de pavimentação:** Visa predefinir a estrutura do pavimento com base nos estudos e dados existentes.
- VIII. **Anteprojeto de sinalização:** Projeto para regulamentar o uso da via, projetando a velocidade máxima sobre a ponte e as sinalizações horizontais e verticais.
- IX. **Anteprojeto da Obra de Arte Especial:** Anteprojeto da ponte, propriamente dita.

2.6 CARREGAMENTOS

A NBR 8681/2004 classifica os tipos de ações segundo sua variabilidade no tempo, dividindo-as em três categorias:

1. Ações permanentes

Considera-se ações permanentes aquelas que se manterão na estrutura ao longo de sua vida útil, que entre outras, segundo a NBR 8681/2004, são:

- a) Cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;

- b) Cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das defensas, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) Empuxos de terra e de líquidos;
- d) Forças de protensão;
- e) Deformações impostas, isto é, aquelas provocadas por fluência e retração do concreto, e por deslocamentos de apoios.

2. Ações variáveis

Spernau (2018) classifica as ações variáveis como as cargas que têm caráter transitório e que compreendem, segundo a NBR 7187/2003, entre outras:

- a) Cargas móveis (ação gravitacional, força centrífuga choque lateral; efeitos de frenagem e aceleração);
- b) Cargas de construção;
- c) Cargas de vento;
- d) Empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- e) Pressão da água em movimento;
- f) Efeito dinâmico do movimento das águas;
- g) Variações de temperatura.

3. Ações excepcionais

Spernau (2018) determina que as ações excepcionais são aquelas cuja ocorrência se dá em circunstâncias anormais. Conforme a NBR 8681/2004 podem ser:

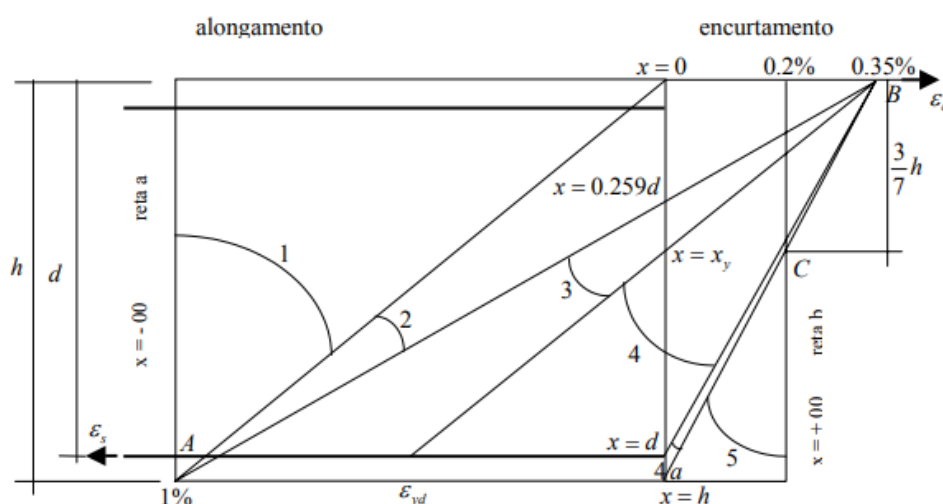
- a) Explosões;
- b) Choque de veículos;
- c) Incêndios;
- d) Enchentes;
- e) Sismos excepcionais.

2.7 ESTADOS-LIMITE

Carvalho e Filho (2007) explicam que o método dos estados-limite garante a segurança majorando as solicitações correspondentes às cargas e exigindo que as mesmas sejam inferiores às solicitações últimas.

Para o método, leva-se em conta os domínios de deformação do concreto, que, a NBR 6118/2014 apresenta num gráfico para uma seção submetida à solicitações normais, onde sugerem a delimitação de regiões, conforme Figura 24.

Figura 24 - Gráfico dos domínios de deformação do concreto



Fonte: NBR 6118/2014.

Pode ser visto na Figura 23 a existência de 6 domínios, conforme Almeida (2002) classifica:

- **Domínio 1:** Caso de tração não uniforme, sem compressão.
- **Domínio 2:** Abrange os casos de flexão simples e flexão composta com grande excentricidade.
- **Domínio 3:** Corresponde à flexão simples e flexão composta com grande excentricidade. Esta é a situação desejável para projeto, pois os materiais são aproveitados de forma econômica e a ruína poderá ser avisada pelo aparecimento de muitas fissuras motivadas pelo escoamento da armadura. As peças de concreto armado nestas condições são denominadas peças sub-armadas.
- **Domínio 4:** Abrange os casos de flexão simples e flexão composta com grande excentricidade. O estado limite último é caracterizado pela ruptura do

concreto comprimido sem que haja escoamento da armadura. As peças de concreto armado nestas condições são denominadas peças superarmadas e devem ser evitadas tanto quanto possíveis.

- **Domínio 4a:** Corresponde à flexão composta com pequena excentricidade. As armaduras são comprimidas e existe somente uma pequena região de concreto tracionada próxima a uma das bordas da seção.

- **Domínio 5:** Refere-se à compressão não uniforme, com toda a seção de concreto comprimida. O estado limite último é atingido por ruptura do concreto com um encurtamento de 0,2%. A seção resistente é constituída pelo concreto e pelas armaduras.

Borges (2013) separa os domínios em dois grupos:

- **Áreas de deformação plástica excessiva:** Domínio 1 e 2;
- **Áreas de ruptura:** Domínios 3 ao 5.

Para Clímaco (2013), ao realizar o dimensionamento de estruturas de engenharia, deve-se garantir a segurança necessária face à ruptura (Estado Limite Último– ELU) e o comportamento aceitável nas condições normais de utilização (Estado Limite de Serviço -ELS). Segundo a NBR 6118/2014:

- **Estado limite de serviço (ELS):** estão relacionados com a durabilidade e a boa utilização funcional das estruturas, sua aparência e o conforto dos usuários.
- **Estado-limite último (ELU):** representam o colapso ou qualquer outra forma de ruína que determine a paralisação do uso da estrutura.

2.7.1 Estado limite de serviço (ELS)

Segundo Leonhardt e Mannig (2008), estão englobados no ELS deformações excessivas, fissuração excessiva, vibrações intoleráveis, penetração por água ou umidade, corrosão no concreto ou aço.

Para a NBR 6118/2004 as combinações de serviços podem ser classificadas de três maneiras:

- **Quase permanentes:** podem atuar durante grande parte da vida da estrutura, podendo ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas;

- **Frequentes:** se repetem inúmeras vezes durante a vida útil da estrutura, sendo necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, abertura de fissuras e vibrações excessivas;
- **Raras:** ocorrem poucas vezes durante a vida de uma estrutura e deve ser considerada na verificação do estado limite de formação de fissuras.

Os estados limites de serviço “são atingidos quando a estrutura não atende mais aos requisitos específicos da edificação, sob condições normais de uso e ambientais” (CLÍMACO, 2013, p. 344), não estando associado ao risco de colapso da estrutura. Verifica-se nesse estado as fissurações excessivas, os deslocamentos, as tensões de compressão no concreto excessivas e vibrações que resultem em desconforto.

2.7.2 Estado-limite último (ELU)

Fusco (1981, p. 154) explica:

Considerando barras retas axialmente comprimidas, verifica-se experimentalmente que sob a ação de carregamentos crescentes pode ser atingido um estado limite, a partir do qual a forma reta de equilíbrio é instável. A carga correspondente a esse estado de limite é dita [...] carga de flambagem.

[...]

Para materiais estruturais, como o concreto e o aço, o estado limite de flambagem é um estado limite último.

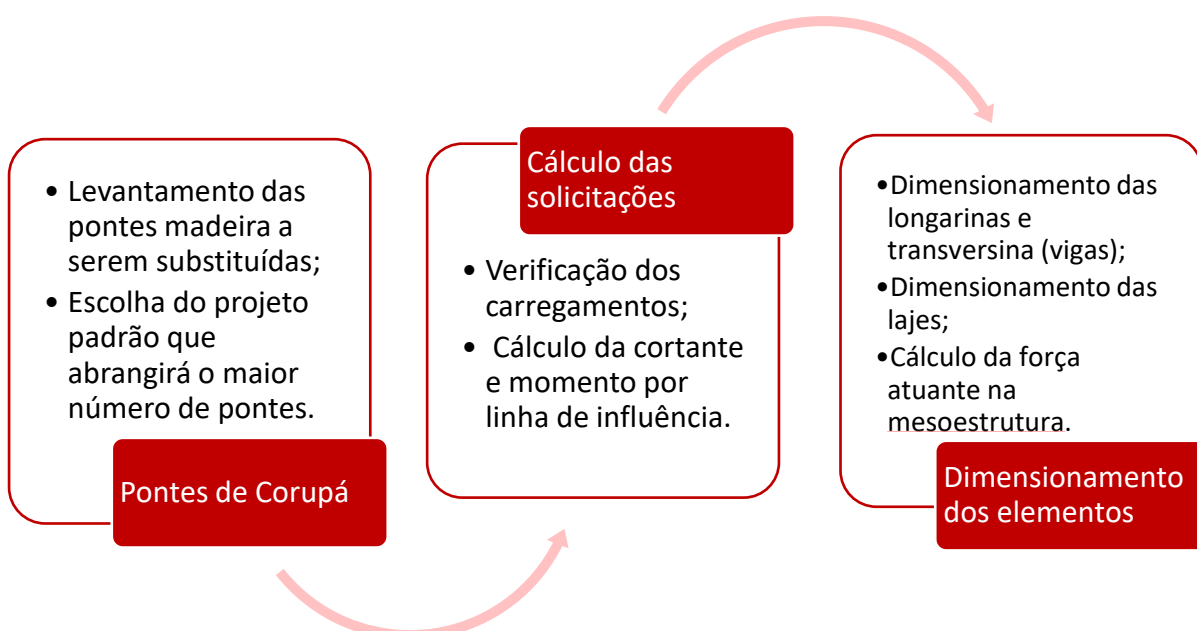
O estado limite último envolve a ruína da estrutura devido à ruptura em um ponto crítico (LEONHARDT; MANNIG, 2008). Para Fusco (1981, p. 3) esse estado é “alcançado quando na fibra mais comprimida de concreto o encurtamento é igual a um valor último convencional ϵ_{cuu} , ou quando na armadura tracionada a barra de aço mais deformada tem alongamento igual ao valor ultimo convencional $\epsilon_{su} = 10\%$ ”. Clímaco (2013) explica que assim que o estado limite último é atingido, para que a utilização a edificação seja possível é necessário o reparo da mesma.

Pfeil (1979) considera que no estado limite último os materiais são solicitados com tensões iguais às respectivas resistências características, aplicando-se coeficientes de segurança nas solicitações, que variam em função das combinações de cargas ou do tipo de ruptura.

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

A pesquisa desenvolvida utilizou de critérios qualitativos e quantitativos para atingir seu objetivo. Conhecendo-se as etapas para a elaboração de um anteprojeto de pontes, o projeto constante deste trabalho considerou apenas a etapa IX do item 2.5 (anteprojeto da ponte), para a superestrutura das pontes, adotando-se os dados que forem necessários das outras etapas conforme fornecidos pelo município de Corupá/SC e obtidas em visitas às pontes de madeira. As etapas para o desenvolvimento da pesquisa são apresentadas no Fluxograma 01.

Fluxograma 1 - Etapas da metodologia de pesquisa



Fonte: A autora, 2018.

Utilizou-se de normas brasileiras e referências bibliográficas, além de referências do material didático obtido ao longo do curso para a elaboração dos formulários de dimensionamento.

O uso de *softwares*, como o FTOOL, que se trata de um programa desenvolvido para analisar estruturas planas, com o objetivo de desenvolver protótipos de estruturas de maneira simples e eficiente (FTOOL, 2018, tradução minha), auxiliam obtenção dos diagramas, além de reduzir possíveis erros.

Com o Microsoft Office Excel, um editor de planilhas produzido pela Microsoft, é possível formular planilhas que simplifiquem e auxiliam nos cálculos, inserindo as

equações descritas ao longo da metodologia, além de organizar os resultados de forma mais clara e objetiva.

O AutoCAD, um software do tipo CAD — *computer aided design* ou desenho auxiliado por computador - é utilizado principalmente para a elaboração de peças de desenho técnico em duas dimensões, auxiliando na concepção do projeto e detalhamento das armaduras.

3.1 PONTES DE CORUPÁ

O Quadro 6 apresenta um resumo das características das 46 pontes de madeira em diferentes localidades do município.

Quadro 6 - Informações sobre as pontes de Corupá/SC

Nº	Características			Dimensões		
	Ponte	Localidade	Cabeceira	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)
1	Waiss	Tifa da Linguíça	Pedra	5,00	3,10	1,00
2	Filbock	Tifa da Linguíça	Concreto	3,00	3,10	1,80
3	Brosowski	Garrafão	Concreto e pedra (lados diferentes)	7,30	4,10	1,60
4	Irmão do Martin	Garrafão (particular)	Pedra	5,80	4,00	2,30
5	Keirch	Garrafão	Pedra	6,30	3,80	2,00
6	Gesser - Titz	Isabel	Concreto	10,00	3,80	1,60
7	São Pedro e São Paulo	Isabel	Concreto	23,50	4,10	6,00
8	Ponte do Mokwa	Isabel	Concreto	7,20	3,50	1,50
9	Tobias	Isabel	Concreto	5,60	4,00	2,10
10	Henrique Lack	Isabel	Concreto	5,00	3,00	2,50
11	Artur Gessemen	Rio Paulo	Pedra	11,00	4,00	1,60
12	Benke	Rio Paulo	Concreto	9,80	4,00	2,40
13	Schissel	Rio Paulo	Concreto	10,00	4,00	3,20
14	Lange	Rio Paulo	Concreto	11,00	4,00	3,30
15	Judachesky	Bomplandt	Concreto	5,00	4,00	2,00

Fonte: A autora, 2018.

Quadro 6 - Informações sobre as pontes de Corupá/SC (Continuação)

Nº	Características			Dimensões		
	Ponte	Localidade	Cabeceira	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)
16	Rotzal Tifa Wargenowsky	Oswaldo Amaral	Pedra	5,50	4,00	2,00
17	Valentin Muziol	Oswaldo Amaral	Pedra	6,20	4,00	2,00
18	Gbatistela - Girola	Rio Novo	Concreto	6,50	4,00	2,00
19	Mãe do Pipoca	Rio Novo	Concreto e pedra (lados diferentes)	10,00	4,00	3,00
20	ácker	Rio Novo	Concreto	8,50	4,00	3,60
21	Escola Baumle - Xisco	Ribeirão dos Correias	Concreto	19,00	4,00	3,00
22	Bananal Cacao	Ribeirão dos Correias	Concreto	6,30	4,40	2,40
23	Escola	Tifa dos Milhões	Pedra	10,00	4,00	2,50
24	Kister	Rio Novo	Pedra	7,70	4,00	3,50
25	Guesser	Guarajuva	Concreto	3,00	4,00	2,50
26	Bander - Cooper Rio Novo	Guarajuva	Concreto	7,20	4,00	3,00
27	Tifa do Palmito	Rio Novo	Pedra	6,70	4,00	2,10
28	Paust	Ano Bom	Concreto	12,60	4,10	3,50
29	Burga	Ano Bom	Concreto	11,50	4,00	2,80
30	Finta	Ano Bom	Concreto	16,80	4,10	2,60
31	Parey	Pedra de Amolar Baixo	Concreto	14,00	4,20	3,60
32	Prainha da Oma	Pedra de Amolar Baixo	Concreto	10,00	4,00	4,00
33	Entrada Faxinal	Pedra de Amolar Baixo	Concreto	10,50	4,00	3,70
34	Finta e Zico	Faxinal	Concreto	9,00	4,00	2,00
35	Ary Marquardt	Faxinal	Concreto e pedra (lados diferentes)	10,00	3,70	2,00
36	Moa Herbert	Faxinal	Concreto	11,60	4,00	3,50
37	Bossamer	Faxinal	Concreto	6,90	4,00	1,70

Fonte: A autora, 2018.

Quadro 6 - Informações sobre as pontes de Corupá/SC (Continuação)

Nº	Características			Dimensões		
	Ponte	Localidade	Cabeceira	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)
38	Ingo Kambeger (2 pontes)	Faxinal	Pedra	5,50	3,00	22,00
39	Pai do Valerio Daniel	Pedra de Amolar Baixo	Concreto	10,00	4,10	4,20
40	Elcio Kiatlowsky	Pedra de Amolar Baixo	Concreto	10,00	6,00	4,00
41	Ary Bran	Pedra de Amolar Baixo	Pedra	5,50	4,00	3,00
42	Pé de Cereja	Pedra de Amolar Baixo	Concreto	4,00	4,00	2,40
43	Rudnick	Pedra de Amolar Baixo	Concreto e pedra (lados diferentes)	6,00	4,00	2,50
44	Kampke	Pedra de Amolar Baixo	Pedra	6,40	4,00	3,00
45	Chacará	Pedra de Amolar - Aguas Mornas	Pedra	7,60	3,80	2,80
46	Severino	Poço D'anta	Pedra	13,00	4,00	3,80

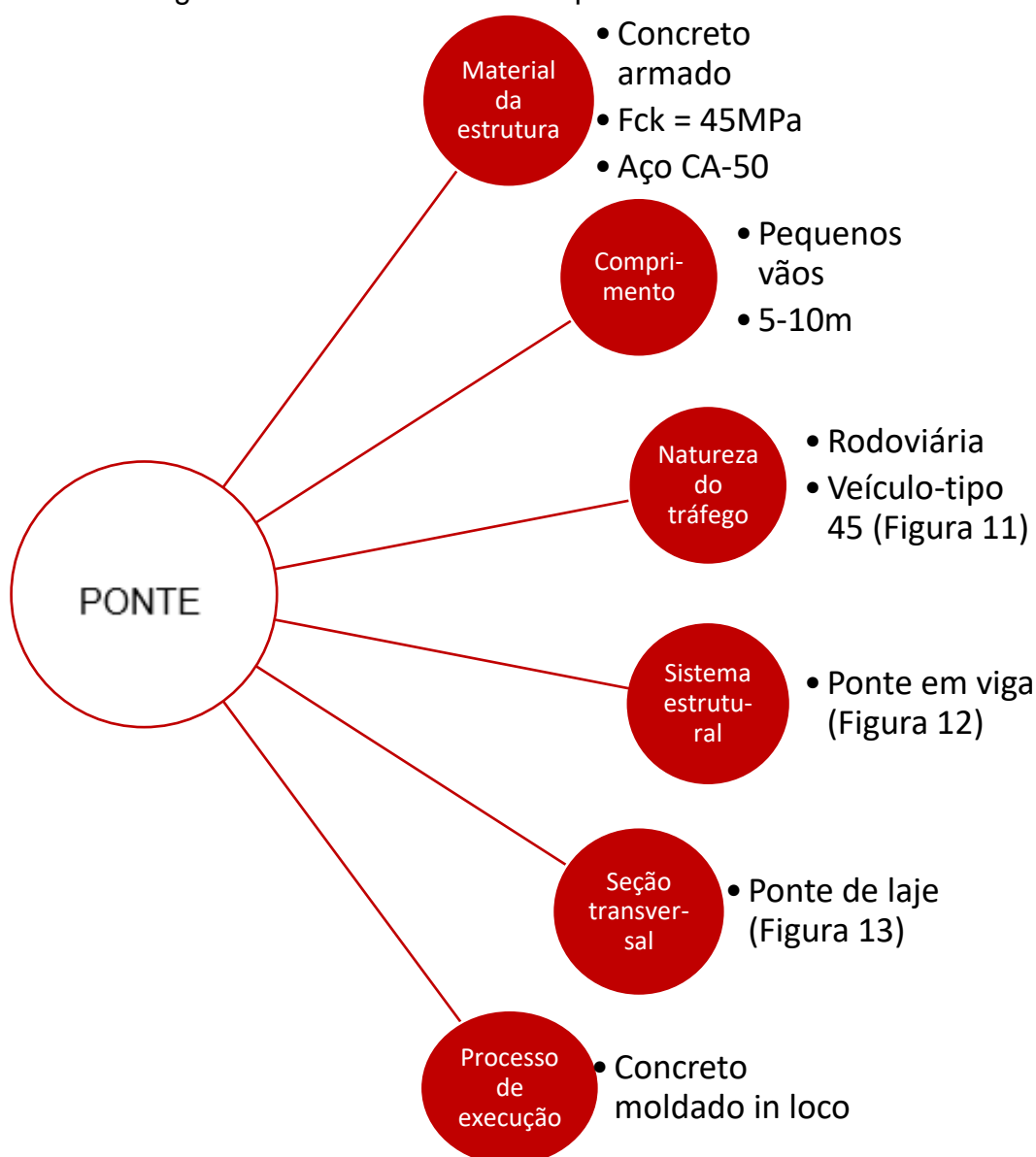
Fonte: A autora, 2018.

Propõe-se realizar o dimensionamento de um projeto padrão, adaptando-o aos locais que serão inseridos, realizando projetos para pontes de até 5m de comprimento, pontes entre 5m e 10m, pontes com 10m a 15m, 15-20m e com mais de 20 metros de comprimento.

As pontes que possuem um comprimento entre 5-10m, totalizam 29 unidades. Pontes de até 5m de comprimento somam 6 unidades, entre 10 e 15m são 8 unidades, entre 15 e 20 calculam-se 2 unidades e com mais de 20m corresponde a apenas 1 ponte. Portanto, foi realizado o dimensionamento da superestrutura para pontes entre 5m e 10m.

As características da ponte dimensionada são apresentadas no Fluxograma 4. A escolha da resistência do concreto foi dada considerando a necessidade da estrutura, a partir das dimensões definidas.

Fluxograma 2 - Características da ponte dimensionada



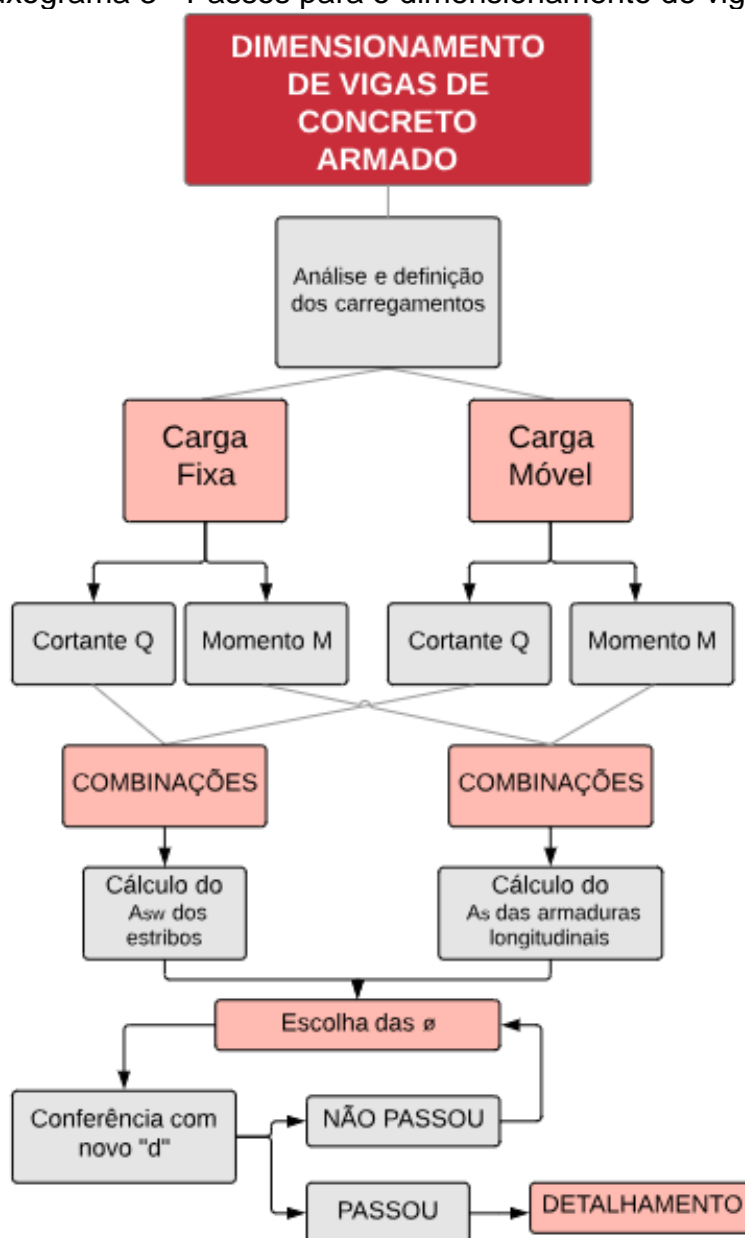
Fonte: A autora, 2018.

Para o dimensionamento utilizou-se as normas brasileiras e materiais didáticos obtidos ao longo do curso, além de referências bibliográficas e a utilização de *softwares*, verificando a validade dos cálculos realizados à mão e obtendo maior prescrição no caso das cargas móveis. Aproveitou-se também para elaborar uma planilha que calcule a área de armadura necessária no dimensionamento dos elementos da superestrutura. No caso das lajes, com o auxílio das Tabelas de Rusch foi possível obter as combinações de momentos, com os quais se realizou o dimensionamento pela planilha previamente elaborada. As cargas excepcionais, como vento, frenagem e aceleração, e também as resultantes das longarinas foram utilizadas para determinar a carga nos apoios. Dimensionou-se então uma ponte de

concreto armado moldado in loco com vão entre 5m-10m, projeto que atenderá 29 das unidades listadas pelo município. Com 5m de largura, o projeto padrão altera-se apenas no comprimento final, mantendo as dimensões e armaduras escolhidas. As longarinas terão, portanto, seção de 40x140cm, as transversinas seção de 30x90cm e a laje uma altura de 25cm. Optou-se pelo uso de concreto de $F_{ck} = 45\text{MPa}$, necessário para suportar os carregamentos com as seções escolhidas.

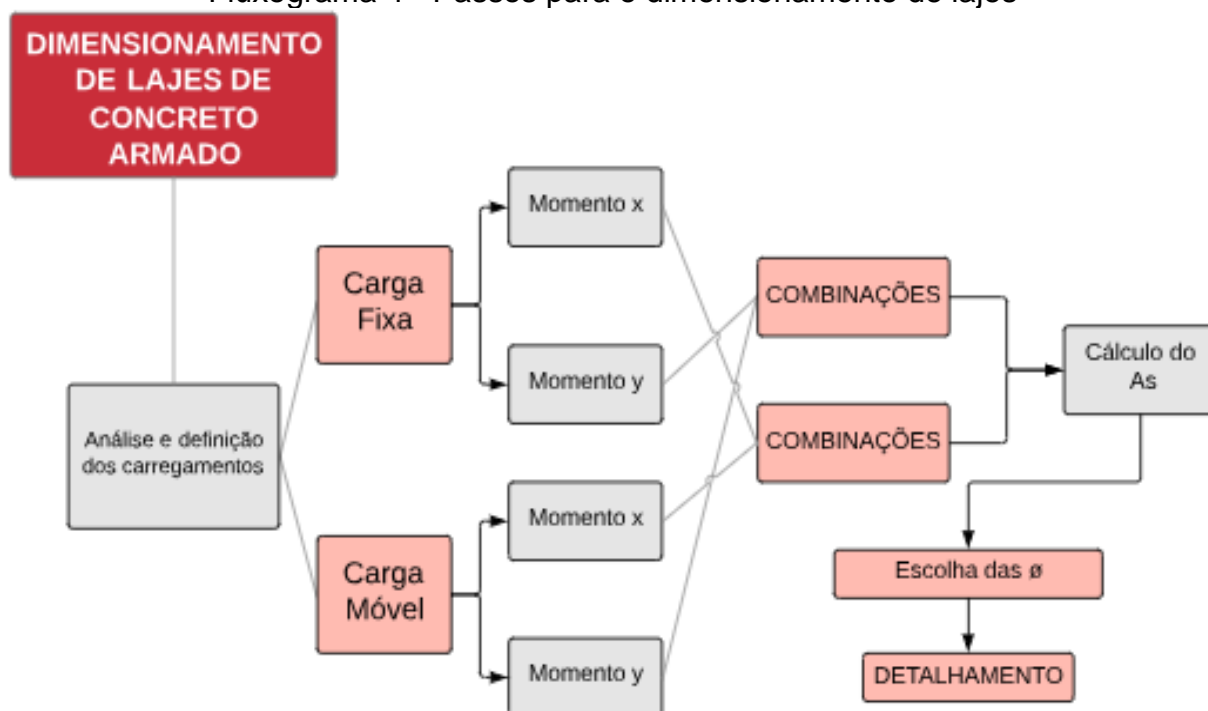
Para o projeto, elaborou-se os Fluxogramas 02 e 03, que apresentam as etapas necessárias para a realização do dimensionamento das vigas (longarina e transversina) e lajes, respectivamente.

Fluxograma 3 - Passos para o dimensionamento de vigas



Fonte: Marchetti, 2008. Adaptado.

Fluxograma 4 - Passos para o dimensionamento de lajes



Fonte: Marchetti, 2008. Adaptado.

4 DIMENSIONAMENTO

A seguir apresentam-se os métodos utilizados no dimensionamento das longarinas, transversinas e laje.

4.1 CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES

Neste tópico estão apresentados os métodos que foram utilizados para o cálculo das solicitações nas superestruturas das pontes de concreto armado. As cargas que devem ser analisadas, as combinações e a forma de se obter as cortantes e momentos máximos e mínimos.

4.1.1 Carregamentos

O dimensionamento de pontes é realizado através da análise das cargas permanentes e cargas móveis atuantes na estrutura, além de forças acidentais e adicionais.

4.1.1.1 Cargas permanentes

Segundo Marchetti (2008) as cargas permanentes são representadas pelo peso próprio dos elementos estruturais e também dos elementos que estão permanentes fixos à estrutura da ponte, podendo ser distribuídas ou concentradas.

Para cargas distribuídas, calcula-se o volume (v quando carga distribuída e V para carga concentrada) referente ao comprimento unitário dos elementos, multiplicando-os por seu peso específico (γ), apresentados na Tabela 8 conforme a NBR 7187/2003:

Tabela 8 - Peso específico dos materiais

Material	γ (KN/m ³)
Concreto armado	25
Concreto protendido	25
Concreto simples	24
Pavimentação	24 + 2*

*Carga adicional de 2 KN/m² para atender a um possível recapeamento. A consideração desta carga adicional pode ser dispensada, a critério do proprietário da obra, no caso de pontes de grandes vãos.

Fonte: NBR 7187/2003.

Desta forma, o peso próprio é dado de acordo com a Equação 01 para carga permanente distribuída e Equação 02 para carga permanente concentrada:

$$q = \gamma \cdot v \text{ (kN/m)} \quad (\text{Eq. 01})$$

$$G = \gamma \cdot V \text{ (kN)} \quad (\text{Eq. 02})$$

γ é dado em kN/m³, v em m² e V em m³.

Com isto, é possível traçar um esquema das cargas permanentes na viga principal, a partir do qual se detalha os diagramas de forças cortantes e momentos fletores.

4.1.1.2 Cargas móveis

As cargas móveis abrangem as cargas de veículos e de multidão, utilizadas em conjunto como “trens-tipo”. A NBR 7188/2013 fixa as condições exigíveis de cargas móveis a serem consideradas no cálculo das pontes rodoviárias e das passarelas de

pedestres, elencando o trem-tipo 45 como padrão para projetos. A classificação dos trem-tipos foi dada no item 2.3.3, e cada tipo compõe a Tabela 9, que apresenta as cargas dos veículos.

Tabela 9 - Carga dos veículos

Classe da ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga
	Tipo	F kN	F Tf	p		p'		
				kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga p' nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

Fonte: NBR 7187/1982.

Além disso, outras características de cada trem-tipo que foram necessárias para o dimensionamento da ponte são dadas na Tabela 10.

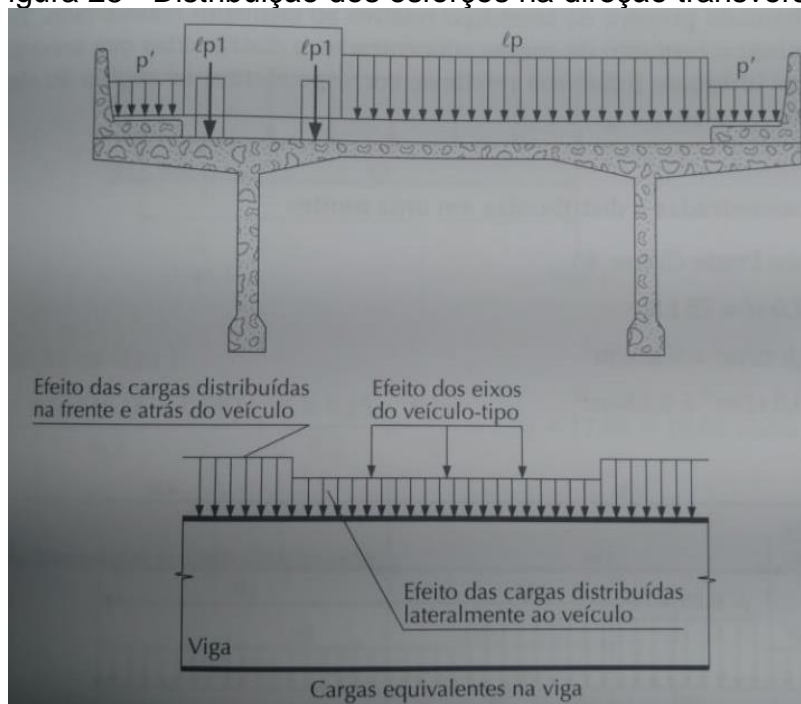
Tabela 10 - Características dos veículos

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total de veículo	kN-tf	450-45	300-30	120-12
Peso de cada roda dianteira	kN-tf	75 - 7,5	50 - 5	20 - 2
Peso de cada roda traseira	kN-tf	75 - 7,5	50 - 5	40 - 4
Peso de cada roda intermediária	kN-tf	75 - 7,5	50 - 5	-
Largura de contato b ₁ de cada roda dianteira	m	0,500	0,400	0,200
Largura de contato b ₃ de cada roda traseira	m	0,500	0,400	0,300
Largura de contato b ₂ de cada roda intermediária	m	0,500	0,400	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,200	0,200	0,200
Área de contato de cada roda (b')	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,500	1,500	3,000
Distância entre os centros de roda de cada eixo (a')	m	2,000	2,000	2,000

Fonte: NBR 7187/1982.

Essas cargas são distribuídas na direção transversal, conforme Marchetti (2008) apresenta no esquema da Figura 25, da seguinte maneira:

Figura 25 - Distribuição dos esforços na direção transversal



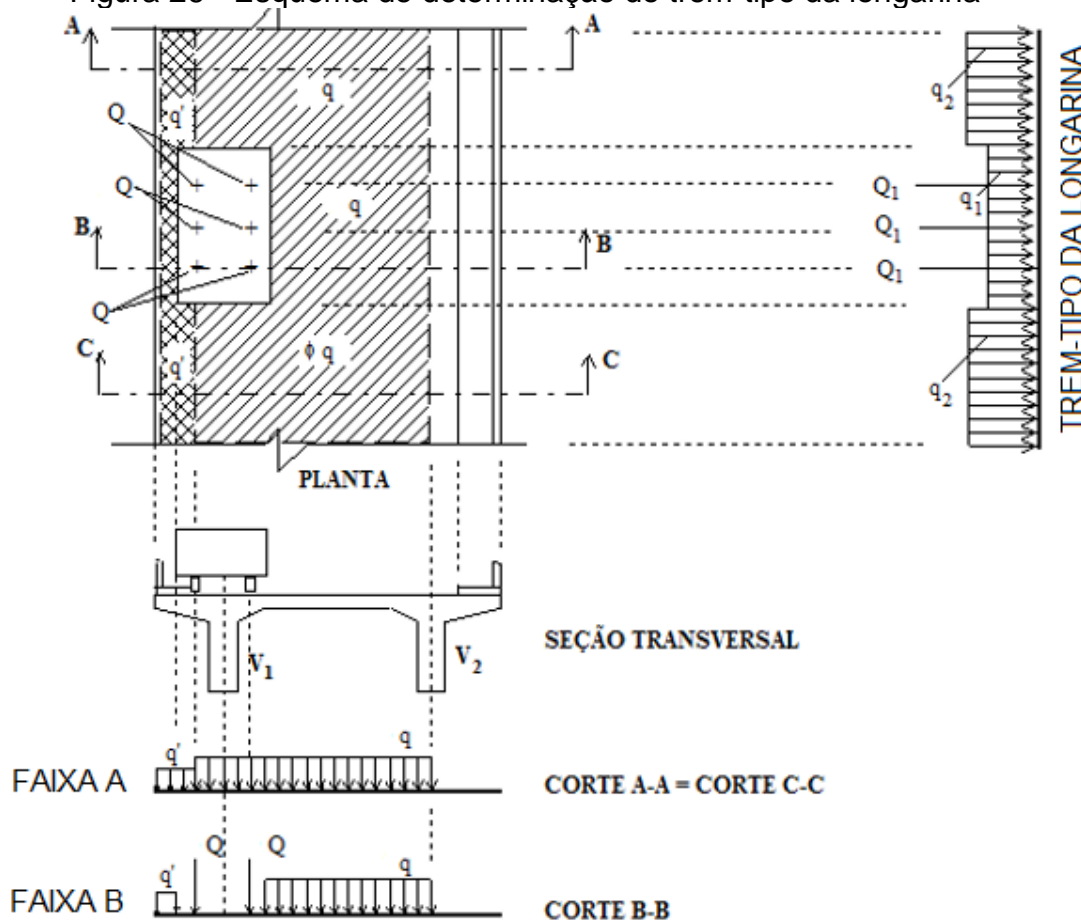
Fonte: Marchetti, 2008.

Marchetti (2008, p. 29) explica:

O trem-tipo da ponte é sempre colocado no sentido longitudinal da parte e a sua ação, uma determinada seção do elemento a calcular é obtida por meio do carregamento da correspondente “linha de influência” conforme determina a NBR 7188 (1984). Não devem ser consideradas nesse carregamento as cargas dos eixos ou rodas que produzam a redução da solicitação em estudo. As cargas concentradas e distribuídas que constituem o trem-tipo mantêm entre si distâncias constantes, mas a sua posição com a linha de influência é variável e deve ser tal que produza na seção considerada do elemento em estudo (viga principal, transversina, laje etc.) um máximo ou mínimo da solicitação.

No esquema transversal é calculado as reações que o trem-tipo produzem nas longarinas, sendo elas distribuídas e concentradas. A Figura 65 apresenta um esquema com o trem-tipo 45 em uma ponte. Os carregamentos, vistos na Faixa A e na Faixa B produzirão reações de nos apoios, que formaram o trem-tipo da longarina.

Figura 26 - Esquema de determinação do trem-tipo da longarina



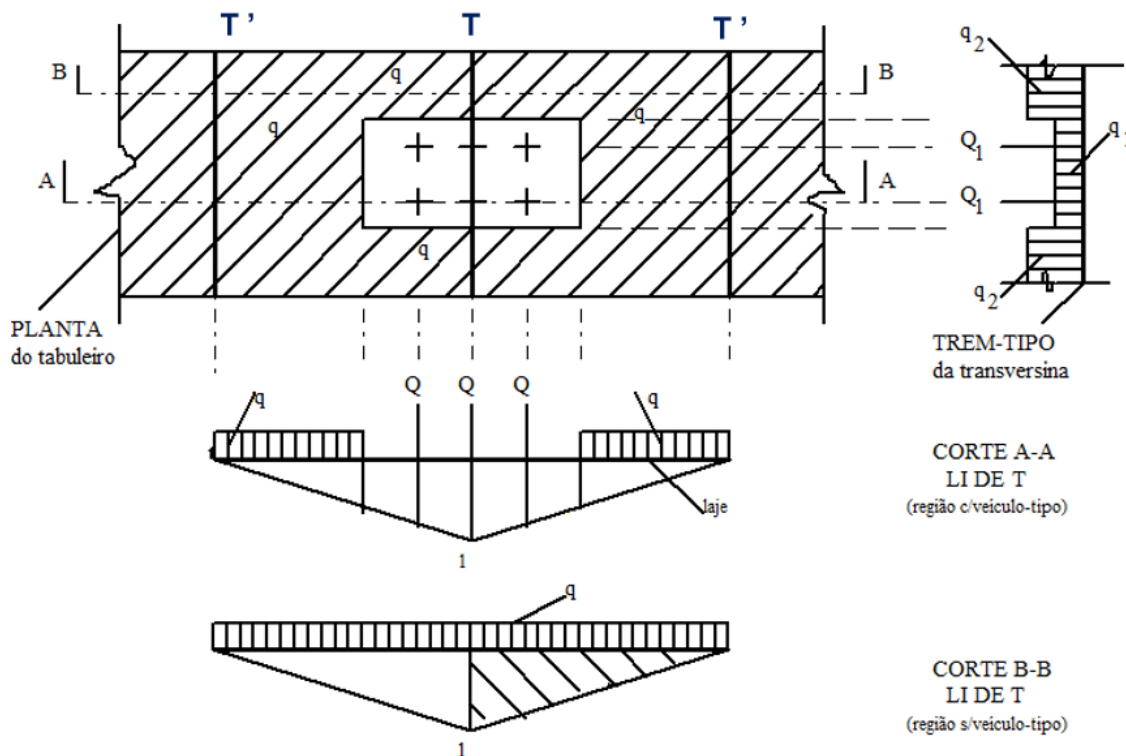
Fonte: Nascimento, 2018. Adaptado

Para obter as reações, verifica-se duas faixas, dividindo a faixa B em duas para simplificar: uma com apenas a carga distribuída e outra apenas com a carga concentrada.

- **Faixa A:** Faixa fora do trem-tipo – a carga distribuída é aplicada ao longo da seção transversal, desprezando a carga no balanço da esquerda, calculando suas resultantes nas vigas V_1 . A resultante será a carga distribuída ao redor do veículo.
- **Faixa B:** Faixa do trem-tipo com carga distribuída – a carga distribuída é aplicada considerando o espaçamento de um veículo, também sendo desprezadas as cargas do balanço da esquerda. A resultante em V_1 será a carga distribuída interna ao trem-tipo.
- **Faixa B:** Faixa do trem-tipo com carga concentrada – aplica-se a carga do veículo. A resultante em V_1 será a carga aplicada das rodas.

Na transversina, pode-se utilizar o método das linhas de influência para obter as cargas do trem-tipo, conforme a Figura 27 demonstra.

Figura 27 - Esquema de determinação do trem-tipo da transversina



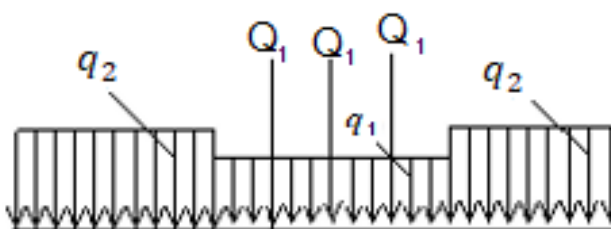
Fonte: Nascimento, 2018.

As reações distribuídas, denominados de q_1 e q_2 , podem ser simplificadas em uma única carga distribuída pela Equação 03:

$$\Delta P = (q_2 - q_1) \times \frac{6}{3} \quad (\text{Eq. 03})$$

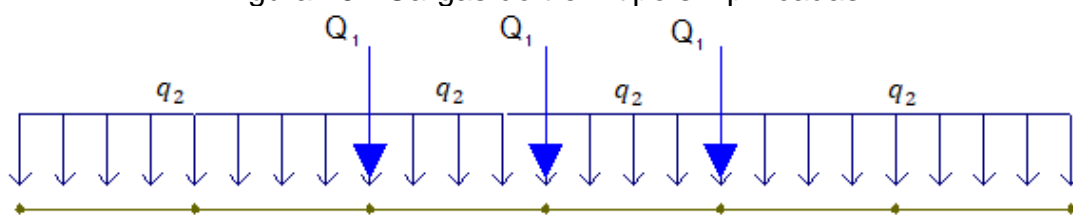
O ΔP é subtraído das cargas concentradas Q_1 , e a carga distribuída resultante é q_2 . As Figuras 28 e 29 apresentam um exemplo que torna mais claro a simplificação.

Figura 28 - Cargas do trem-tipo



Fonte: Nascimento, 2018. Adaptado.

Figura 29 - Cargas do trem-tipo simplificadas



Fonte: A autora, 2018.

4.1.1.3 Forças acidentais ou adicionais

Existem diversos tipos de forças acidentais citadas pela NBR 7187/2003, que não são necessariamente consideradas em qualquer tipo de ponte. Por se tratar de pontes de pequenos vãos e baixa altura, foram desconsiderados os impactos nos pilares, haja vista que não é possível o tráfego abaixo da ponte. Os principais tipos de forças acidentais a serem considerados no cálculo das pontes objeto deste trabalho são apresentadas a seguir. Todas as resultantes de forças acidentais são distribuídas aos pilares e estas, junto com as forças resultantes de apoio das longarinas são consideradas no cálculo da força atuante na mesoestrutura.

4.1.1.3.1 Frenagem e Aceleração

Um veículo qualquer (automóvel, trem, caminhão) em movimento sobre uma ponte representa, em virtude de sua massa, uma força de Frenagem. Em consequente, ao iniciar seu movimento, apoia-se sobre a estrutura transmitindo à mesma uma força de Aceleração (MARCHETTI, 2008). O valor dessas forças é dado pela NBR 7187/2003 para pontes rodoviárias sem impacto e representa uma força longitudinal aplicada no meio da seção transversal:

- **Aceleração:** 5% da carga móvel aplicada sobre o tabuleiro, de acordo com a Equação 04.

$$Fa = \frac{5}{100} \times p \times l \times c \quad (kN) \quad (\text{Eq. 04})$$

Onde:

Fa = força de aceleração (kN);

p = carga de multidão (kN/m²);

l = largura da pista de rodagem (m);

c = comprimento total da ponte (m).

- **Frenagem:** 30% do peso do veículo tipo, conforme a Equação 05.

$$F_f = \frac{30}{100} \times \text{peso do veículo tipo em kN} \quad (\text{Eq. 05})$$

Onde:

F_f = força de frenagem (kN).

4.1.1.3.2 Vento

O vento foi considerado, segundo Marchetti (2008), como uma força horizontal agindo normalmente ao eixo da estrutura e uniformemente distribuído ao longo desse eixo, com seus valores sendo:

- **Ponte descarregada:** $P_{v1} = 1,5\text{kN/m}^2$ - agindo sobre uma superfície representada pela projeção da estrutura sobre um plano vertical normal à direção do vento. Pode ser calculada seguindo a Equação 06.

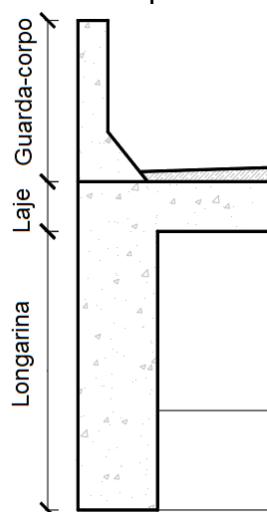
$$F_{v1} = P_{v1} \times S_1 \text{ (kN)} \quad (\text{Eq. 06})$$

Onde:

F_{v1} = força do vento em ponte descarregada (kN);

S_1 = altura total da ponte em metros (Figura 30) x comprimento total em metros (m^2).

Figura 30 - Altura total da ponte descarregada



Fonte: A autora, 2018.

- **Ponte carregada rodoviária:** $P_{v2} = 1 \text{ kN/m}^2$ - agindo sobre a projeção em um plano vertical normal à direção do vento da estrutura, acrescida uma faixa de 2,0m paralela ao tabuleiro. Determina-se conforme a Equação 07.

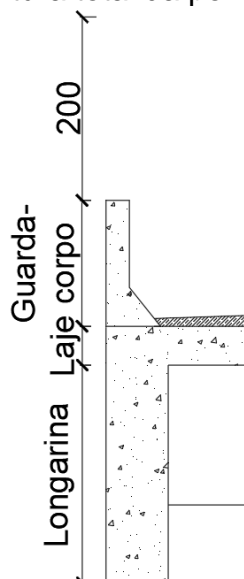
$$F_{v2} = P_{v2} \times S_2 \text{ (kN)} \quad (\text{Eq. 07})$$

Onde:

F_{v2} = força do vento em ponte carregada (kN);

S_2 = altura total da ponte em metros (Figura 31) x comprimento total em metros (m²).

Figura 31 - Altura total da ponte carregada



Fonte: A autora, 2018.

4.1.1.3.3 Atrito nos apoios

“O atrito nos apoios é um esforço que deve ser levado em conta no cálculo dos aparelhos de apoio, pilares e encontros” (MARCHETTI, 2008, p 71). Segundo a NBR 7187/2003, deve-se considerar as seguintes forças de atrito nos aparelhos de apoio

- Aparelhos de rolamento: força calculada conforme a Equação 08.

$$\text{Fat} = 3\% \text{ Ra} \quad (\text{Eq. 08})$$

- Aparelhos de escorregamento: força calculada conforme a Equação 09.

$$\text{Fat} = 20\% \text{ Ra} \quad (\text{Eq. 09})$$

- Aparelhos de apoio de Neoprene : força calculada conforme a Equação 10.

$$\text{Fat} = 0,5 \text{ Ra} \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde:

Fat = força de atrito (kN);

Ra = reação de apoio dos pilares (kN).

4.1.1.4 Coeficientes de segurança

Para atender aos critérios de segurança das estruturas, devem ser considerados coeficientes de majoração das cargas e minoração das resistências, conforme as normas NBR 8681/2004 e 7188/2013 mencionam.

4.1.1.4.1 Resistência de cálculo

A resistência de cálculo f_d para o concreto e o aço são dadas pelas Equações 11 e 12.

- **Concreto:** $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ (Eq. 11)

- **Aço:** $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ (Eq. 12)

f_{cd}, f_{ck}, f_{yd} e f_{yk} em kN/cm².

Os valores dos coeficientes pelos quais as resistências características são divididas são dados pela NBR 8681/2004:

- $\gamma_s = 1,15$
- $\gamma_c = 1,4$

4.1.1.4.2 Efeito dinâmico

As cargas móveis podem ser convertidas em cargas estáticas, para efeito do cálculo das ações dinâmicas dos veículos, majorando-as com o coeficiente de ponderação dado pela Eq. 13 (NASCIMENTO, 2018), conforme a Figura 32 apresenta.

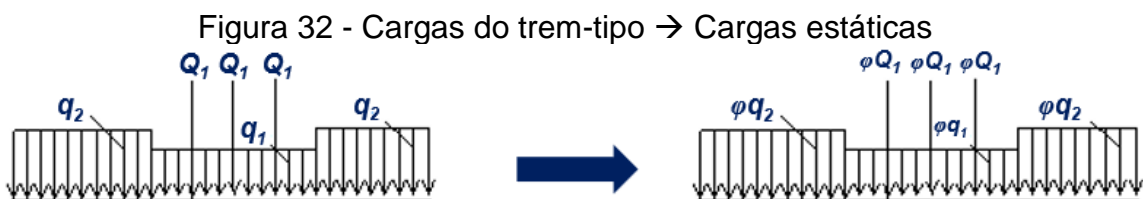
$$\varphi = (CIV) \times (CNF) \times (CIA) \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde:

CIV = coeficiente de impacto vertical;

CNF = coeficiente do número de faixas;

CIA = coeficiente de impacto adicional.



Fonte: Nascimento, 2018.

O **coeficiente de impacto vertical (CIV)** pode ser definido conforme a NBR 7188/2013, de acordo com o vão da estrutura, sendo para estruturas de até 10m ou entre 10m e 200m (Eq. 14).

- **Para estruturas com vão menor do que 10,0m;**

$$CIV = 1,35$$

- **Para estruturas com vão entre 10,0m e 200,0m.**

$$CIV = 1 + \frac{20}{LIV + 50} \quad (\text{Eq. 14})$$

Onde LIV é o vão, em metros.

O **coeficiente do número de faixas (CNF)** pode ser definido conforme a NBR 7188/2013, pela Equação 15:

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 \quad (\text{Eq. 15})$$

Onde n é o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamento e faixas de segurança não são considerados. Vale ressaltar que este coeficiente não se aplica no dimensionamento de lajes e transversinas.

O **coeficiente de impacto adicional (CIA)** é considerado pela NBR 7188/2013 como 1,25 para obras em concreto ou mistas e 1,15 para obras em aço.

4.1.1.4.3 Coeficientes de ponderação das combinações últimas normais

Ao somar os valores de cortante e momento obtidos pelas cargas fixas e cargas móveis, deve-se respeitar a Equação 16, segundo a NBR 8681/2003.

$$F_d = \gamma_g F_g + \gamma_q F_q \quad (\text{Eq. 16})$$

Onde:

F_d = valores característicos de projeto;

F_g = valores característicos das ações permanentes (carga fixa);

F_q = valores característicos das ações variáveis (carga móvel);

γ_g e γ_q = coeficientes de ponderação, respectivamente, das ações permanentes e ações variáveis.

- **Para as ações permanentes formadas pelos pesos próprios**

Quando o peso da estrutura for menor que 75% do peso total permanente:

$\gamma_g = 1,35$ para efeitos desfavoráveis

$\gamma_g = 1,0$ para efeitos favoráveis

Quando o peso da estrutura for maior que 75% do peso total permanente (situação mais comum em pontes:

$\gamma_g = 1,3$ para efeitos desfavoráveis

$\gamma_g = 1,0$ para efeitos favoráveis

- **Para as ações variáveis**

Cargas móveis: $\gamma_q = 1,5$

Cargas de vento: $\gamma_q = 1,4$

Efeitos de temperatura: $\gamma_q = 1,2$

4.1.2 Cálculo por linha de influência

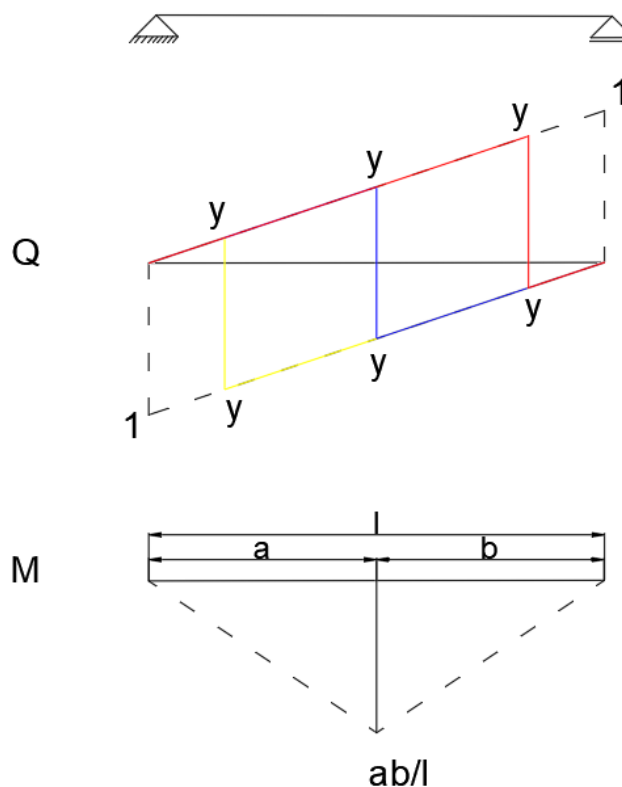
Para entender o cálculo de linhas de influência, Anjos, (2018b) explica:

Em todos os casos em que se preveja a atuação de cargas móveis isoladas ou de cargas móveis múltiplas, é necessária cada posição dessa ação, pois corresponde a um determinado campo de esforços, reações e deslocamentos. Assim, para uma determinada grandeza, um estudo é necessário para determinar qual a posição mais desfavorável de carga móvel. Quando se consideram estruturas com comportamento elástico linear e se admite como válida a hipótese dos pequenos deslocamentos, o conhecimento do comportamento das estruturas face a atuação de cargas móveis unitárias permite conhecer a sua resposta para a atuação de cargas móveis.

Em suma, entende-se como necessária a análise da carga móvel em seções da estrutura, com o intuito de se obter a posição mais desfavorável da carga, aquela

para a qual será realizado o dimensionamento. Deste modo, é obtida a linha de influência da carga, calculando as reações de cortante e momento fletor ao longo do percurso do veículo. A Figura 33 exemplifica uma linha de influência para uma viga bi apoiada.

Figura 33 - Linhas de influência para viga bi apoiada



Fonte: Anjos, 2018b. Adaptado.

A medida em que o trem-tipo se movimentava, a linha de influência vai se alterando, como mostrado em amarelo, vermelho e azul. Os valores de y são calculados por semelhança de triângulos, e estes multiplicam-se pelas cargas para obter-se as cortantes e momentos. Os valores de a , b e l são dados pelo comprimento da viga, sendo a e b alterados conforme a sessão e l o vão total. Da mesma forma, utiliza-se semelhança entre triângulos para calcular os valores de y .

Com as cargas posicionadas nas sessões, cria-se uma sessão negativa e positiva na linha de influência. As cargas distribuídas serão multiplicadas pela área do triângulo para a qual está agindo na linha de influência, enquanto cargas concentradas multiplicam-se apenas pelo valor de y que produzem.

Como o *software* FTOOL pode-se aplicar os valores do trem-tipo na estrutura e analisar as linhas de influência com os valores das cortantes e momentos com grande

precisão, uma vez que se têm a liberdade e facilidade de realizar todas as sessões que se considerarem necessárias.

4.2 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DA SUPERESTRUTURA

Os elementos estruturais são divididos em laje e vigas (transversinas, longarinas e encontro). A seguir apresenta-se o passo a passo para o dimensionamento de cada elemento.

4.2.1 Vigas

Inicia-se o dimensionamento de uma viga por suas seções e comprimento. O vão livre é determinado pela Equação 17.

$$l = l_{\text{vão}} + \frac{bw_1}{2} + \frac{bw_2}{2} \quad (\text{Eq. 17})$$

Onde:

$l_{\text{vão}}$ = comprimento do vão a ser vencido (cm);

bw_1 e bw_2 = larguras dos pilares em que a viga está apoiada (cm).

Para as dimensões de vigas para pontes, a NBR 7187/2003 determina que a largura da alma (bw) não deve ser inferior a 20 cm. Segundo Matias (2018) pode-se pré-dimensionar a altura (h) de uma viga contínua ou bi apoiada utilizando a Equação 18:

$$h_{\text{viga}} = \frac{l_{\text{viga}}}{10} \quad (\text{cm}) \quad (\text{Eq. 18})$$

Onde:

l_{viga} = maior vão livre da viga (cm);

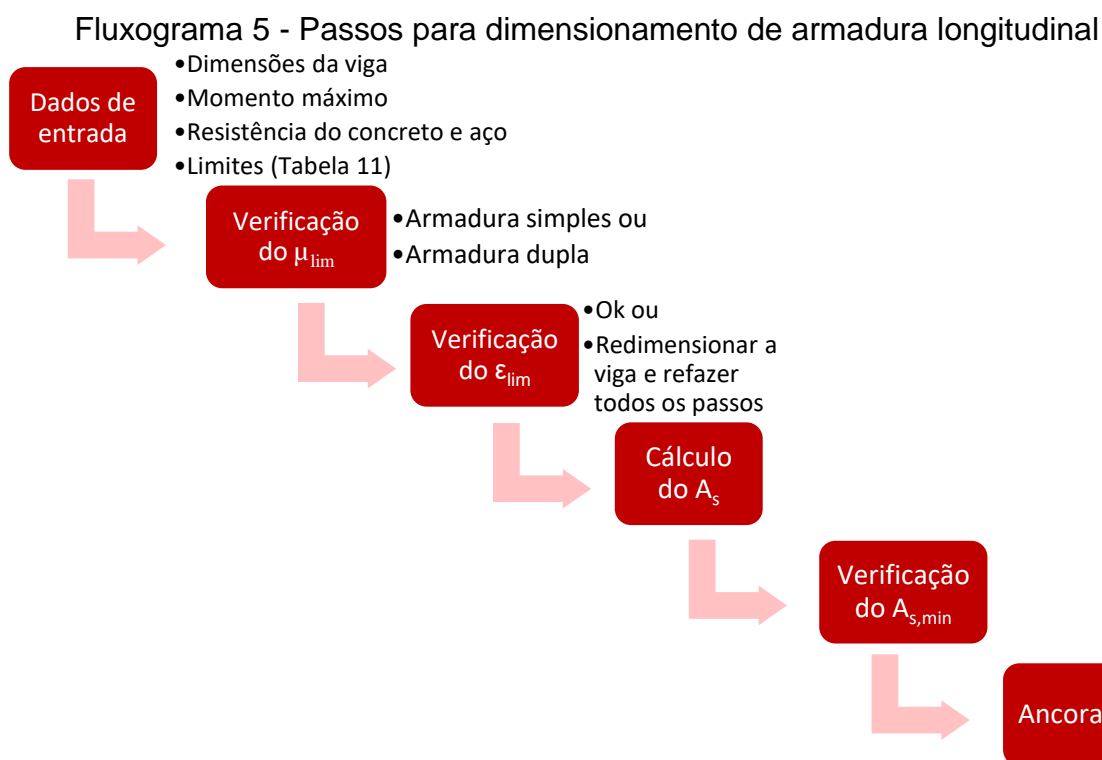
h_{viga} = altura da viga (cm).

Adotar-se-á para as longarinas uma base de 40cm e altura de 140cm. As transversinas, por sua vez, apresentarão uma base de 30cm e altura de 90cm. Ambos

respeitando os mínimos necessários e critérios estéticos ao projeto. O comprimento total será o vão a ser vencido, propriamente dito.

4.2.1.1 Armadura longitudinal

O dimensionamento das armaduras longitudinais das vigas, segundo Marchetti (2008), inicia tendo conhecidos os momentos máximos, a largura e altura da viga pré-dimensionada, bem como os dados de concreto e aço que serão utilizados. O Fluxograma 5 apresenta os passos que são realizados para o cálculo da área da armadura longitudinal.



Fonte: A autora, 2018.

É necessário conhecer os limites determinados pela NBR 6118/2014, presentes na Tabela 11, para os domínios 2 e 3.

Tabela 11 - Valores de ϵ_{lim} e μ_{lim}

Grupo I	$f_{ck} \leq 35\text{MPa}$	$f_{ck} > 35\text{MPa}$
ϵ_{lim}	0,45	0,35
μ_{lim}	0,2952	0,2408

Fonte: NBR 6118/2014. Adaptado

Segundo Matias (2017b), tem-se a Equação 19 para calcular o momento reduzido limite (μ).

$$\mu = \frac{M_d}{b_{w,viga} d^2 \sigma_{cd}} \quad (\text{Eq. 19})$$

Onde:

M_d = momento máximo obtido nas combinações (kN.cm);

$b_{w,viga}$ = base da viga (cm);

d = altura da viga, subtraindo-se o cobrimento inferior (cm).

Ainda, utiliza-se a Equação 20 para calcular a tensão do concreto.

$$\sigma_{cd} = \alpha_c \times f_{cd} \quad (\text{kN/cm}^2) \quad (\text{Eq. 20})$$

O f_{cd} é dado pela Eq. 11, em função do f_{ck} do concreto.

Conforme a NBR 6118/2014, $\alpha_c = 0,85$, se $f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$.

Assim, se $\mu \leq \mu_{lim}$ realiza-se o dimensionamento com armadura simples, se $\mu < \mu_{lim}$, adota-se armadura dupla.

4.2.1.1.1 Armadura simples

Inicia-se o dimensionamento conferindo a profundidade relativa da linha neutra (ε), conforme a Equação 21.

$$\varepsilon = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{\lambda} \quad (\text{Eq. 21})$$

Conforme a NBR 6118/2014, $\lambda = 0,8$, se $f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$.

Segundo Matias (2017b), ε deve ser inferior ao ε_{lim} , caso contrário deve-se redimensionar a viga. Se $\varepsilon < \varepsilon_{lim}$, segue-se o dimensionamento com a Equação 22, calculando a área da seção de armadura (A_s).

$$A_s = \lambda \varepsilon b_{w,viga} d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{cm}^2) \quad (\text{Eq. 22})$$

O f_{yd} é dado pela Eq. 12, em função do f_{yk} do aço.

4.2.1.1.2 Armadura dupla

Se $\mu < \mu_{lim}$, dimensiona-se a armadura dupla, iniciando com a Equação 23.

$$\delta = \frac{d'}{d} \quad (\text{Eq. 23})$$

Onde:

d' = cobrimento de concreto na viga (cm).

Desta forma, dimensiona-se a área de seção de armadura negativa (A'_s) com a Equação 24 e a área da seção de armadura positiva (A_s) com a Equação 25.

$$A'_s = \frac{(\mu - \mu_{lim}) b_{w,viga} d \sigma_{cd}}{(1 - \delta) f_{yd}} \quad (\text{cm}^2) \quad (\text{Eq. 24})$$

$$A_s = \left(\lambda \varepsilon_{lim} + \frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - \delta} \right) \frac{b_{w,viga} d \sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{cm}^2) \quad (\text{Eq. 25})$$

4.2.1.1.3 Armadura mínima

Conforme Matias (2017b), além do dimensionamento no estado limite último, deve ser verificado a área de armadura mínima para a viga, conforme a Equação 26, com o objetivo de conferir se as armaduras calculadas atendem ao mínimo estabelecido pela NBR 6118/2014, evitando-se uma ruptura brusca da seção na passagem do estado não fissurado (Estádio I) para o estado fissurado (Estádio II).

$$A_{s,min} = \rho_{min} b_{w,viga} h_{viga} \quad (\text{cm}^2) \quad (\text{Eq. 26})$$

O ρ_{min} é uma taxa mínima de armadura de flexão, que pode ser obtida na Tabela 12.

Tabela 12 - Taxas mínimas da armadura de flexão ρ_{min} (%)

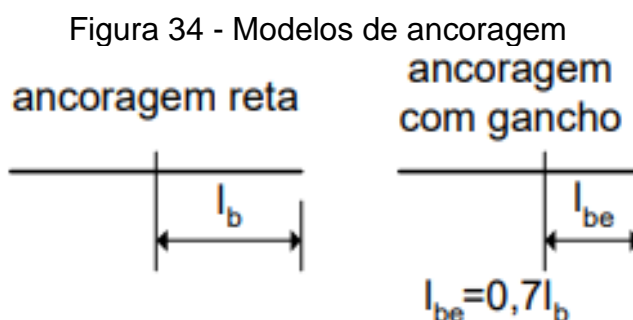
f_{ck} (Mpa)	20	25	30	35	40	45	50
CA-50	0,15	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,24
CA-60	0,15	0,15	0,15	0,16	0,18	0,19	0,20

Fonte: NBR 6118/2014. Adaptado.

Se a área de armadura obtida no dimensionamento for inferior à mínima, deve-se adotar a mínima.

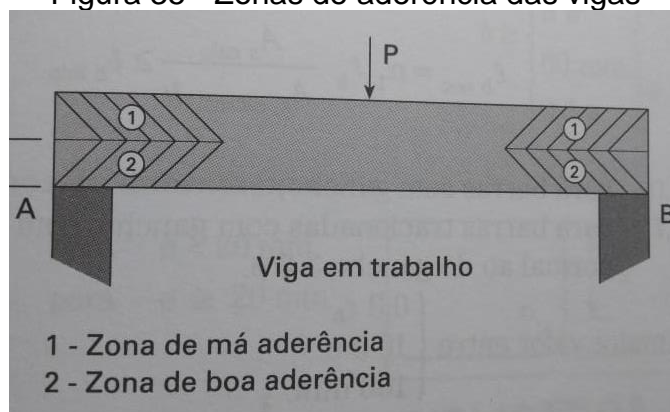
4.2.1.1.4 Ancoragem da armadura longitudinal

Botelho e Marchetti (2013) determinam que, para garantir que a armadura não se desloque do concreto que a envolve ambos materiais precisam ter deformações iguais. Garante-se a igual deformidade entre os materiais pelo atrito natural entre o concreto e o aço e pela ancoragem do aço em zonas especiais do concreto (aderência). “A ancoragem ou é conseguida pelo comprimento do aço em contato com o concreto (comprimento de ancoragem), ou auxiliariamente com ganchos (BOTELHO; MARCHETTI, 2013, p. 339). A Figura 34 apresenta os modelos de ancoragem. Nas vigas há zonas de boa aderência e zonas de má aderência, como mostra a Figura 35.



Fonte: Matias, 2017a.

Figura 35 - Zonas de aderência das vigas



Fonte: Botelho e Marchetti, 2013.

- **Comprimento de ancoragem reta**

O comprimento de ancoragem necessário ($l_{b,nec}$) é calculado conforme as Equações 27 e 28.

$$l_{b,nec} = l_b \times \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\varnothing_{long} > l_{b,min} \\ 10cm \end{cases} \quad (\text{Eq. 27})$$

Onde:

$l_{b,nec}$ = comprimento de ancoragem necessário (cm);

l_b = comprimento de ancoragem (cm);

$l_{b,min}$ = comprimento de ancoragem mínima (cm);

A_{se} = área da seção de armadura total (cm²);

\varnothing_{long} = diâmetro da barra longitudinal escolhida (cm);

$A_{s,cal}$ (cm²) é dado pela Equação 28.

$$A_{s,cal} = \frac{V_d (kN)}{f_{yd} \left(\frac{kN}{cm^2} \right)} \quad (\text{Eq. 28})$$

O l_b pode ser calculado seguindo a Equação 29.

$$l_b = K \times \varnothing_{long} \quad (\text{Eq. 29})$$

Onde K é o coeficiente de aderência do concreto devido à localização do aço (Tabela 13).

Tabela 13 - Coeficiente K de aderência do concreto

Fck (MPa)	15	20	25	30	35	40	45
Boa Aderência	53	44	38	34	30	28	25
Má Aderência	76	62	54	48	43	40	37

Fonte: Anjos, 2018a. Adaptado

O comprimento de ancoragem mínimo ($l_{b,min}$) é dado pela Tabela 14.

Tabela 14 - Comprimento mínimo de ancoragem (cm)

\varnothing	$l_{b,min}$
6,3	6
8	6,4
10	8
12,5	10
16	13
20	19
25	24

Fonte: Matias, 2017a. Adaptado.

O V_d é a cortante máxima obtida pelas combinações e f_{yd} é dado pela Eq. 12.

É necessário também verificar se o comprimento disponível no apoio $l_{b,disp}$ é maior que a ancoragem necessária, conforme a Equação 30.

$$l_{b,disp} = b_w - c_{nom} \text{ (cm)} \quad (\text{Eq. 30})$$

Onde:

c_{nom} = cobrimento de concreto (cm);

b_w = base da viga (cm).

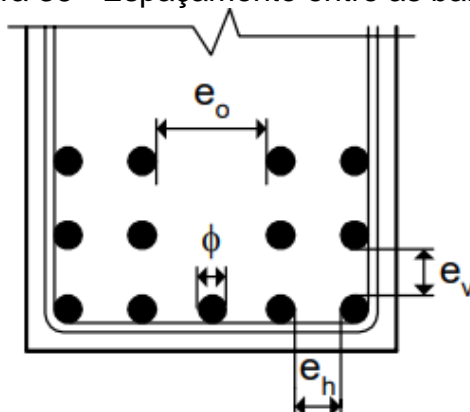
- **Comprimento de ancoragem com gancho**

O comprimento de ancoragem com gancho segue os mesmos passos e as mesmas equações para ancoragem reta, porém o l_b torna-se l_{be} , multiplicando o l_b por 0,7.

4.2.1.1.5 Espaçamento da armadura longitudinal

As barras precisam apresentar, entre si, um espaçamento mínimo, garantindo que o concreto ocupará todo o espaço entre as mesmas. A Figura 36 demonstra como as barras precisam ser espaçadas.

Figura 36 - Espaçamento entre as barras



Fonte: Matias, 2017b.

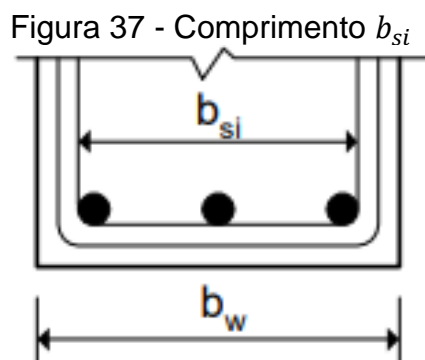
As distâncias e_h e e_v (cm) devem atender às Equações 31 e 32, segundo Matias (2017b).

$$e_h > \begin{cases} 2cm \\ \phi \\ 1,2d_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (\text{Eq. 31})$$

$$e_v > \begin{cases} 2cm \\ \phi \\ 0,5d_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (\text{Eq. 32})$$

Onde $d_{m\acute{a}x}$ é o diâmetro máximo do agregado em cm.

Além disso, deve ser considerada o comprimento b_{si} (Figura 37) para verificar o número de barras possível de serem dispostas em uma única fila.



Fonte: Matias, 2017b.

O comprimento b_{si} será conforme a Eq. 33.

$$b_{si} = b_{w,viga} - 2 \times (c_{nom} + \phi_t) \text{ (cm)} \quad (\text{Eq. 33})$$

Onde:

c_{nom} = cobrimento de concreto (cm);

ϕ_t = bitola do estribo (cm).

Tendo o comprimento b_{si} , pela Tabela 15 pode-se verificar como pode ser feita a colocação da armadura, considerando um $d_{m\acute{a}x} = 25 \text{ mm}$ (uso de brita 1 no concreto).

Tabela 15 - Largura mínima b_{si} para colocação da armadura

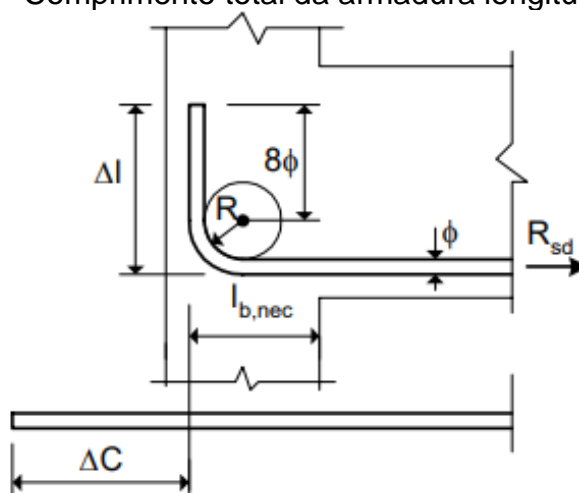
$d_{m\acute{a}x} = 25 \text{ mm}$	Diâmetro ϕ					
Número de barras	8	10	12,5	16	20	25
2	4,6	5,0	5,5	6,2	7,0	8,0
3	8,4	9,0	9,8	10,8	12,0	13,5
4	12,2	13,0	14,0	15,4	17,0	19,0
5	16,0	17,0	18,3	20,0	22,0	24,5
6	19,8	21,0	22,5	24,6	27,0	30,0
7	23,6	25,0	26,8	29,2	32,0	35,5
8	27,4	29,0	31,0	33,8	37,0	41,0
9	31,2	33,0	35,3	38,4	41,0	46,5
10	35,0	37,0	39,5	43,0	47,0	52,0

Fonte: Matias, 2017a.

4.2.1.1.6 Comprimento da armadura longitudinal

Para calcular o comprimento total da barra que irá na viga, considera-se o vão livre total da viga mais um ΔC , conforme a Figura 38 representa.

Figura 38 - Comprimento total da armadura longitudinal



Fonte: Matias, 2017a.

Os comprimentos ΔC e Δl (que será utilizado no detalhamento) são dados pela Tabela 16.

Tabela 16 - Dimensões em cm (Aço CA-50)

ϕ	Δl	ΔC	Δl^*	ΔC^*
6,3	8	7	10	9
8	10	8	10	8
10	12	10	15	13
12,5	15	12	15	12
16	19	15	20	16
20	26	20	30	24
25	33	26	35	28

*valores práticos

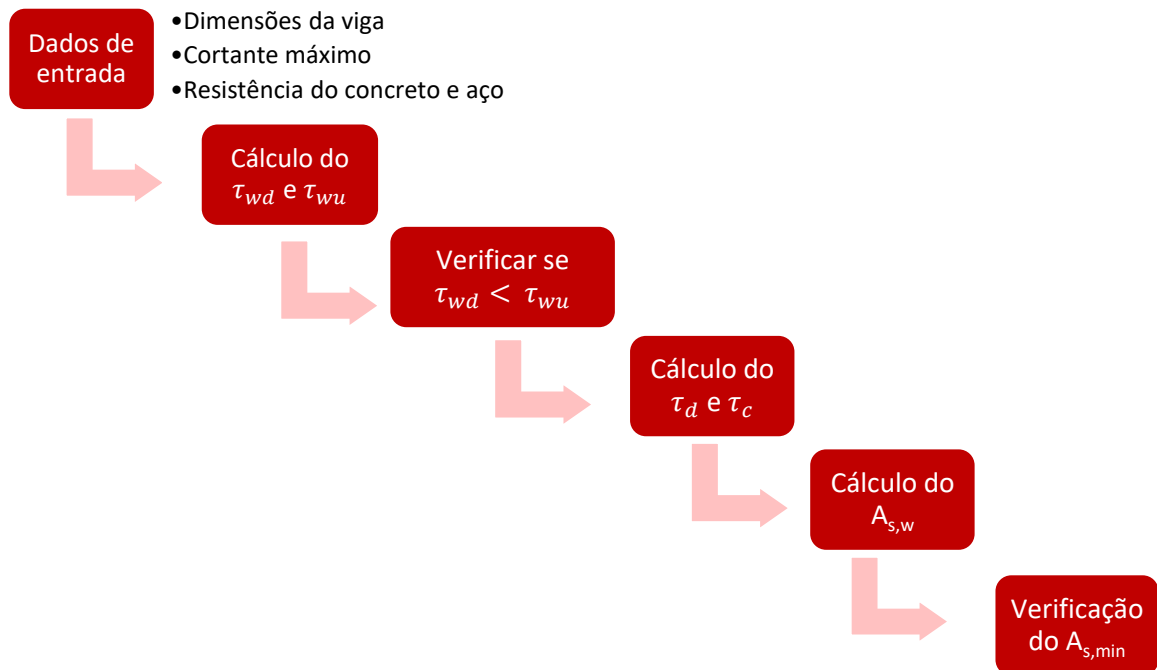
Fonte: Matias, 2017a.

4.2.1.2 Armadura de cisalhamento

Conforme definido anteriormente, armadura transversal trata-se de estribos que tem função de resistir aos esforços de cisalhamento, podendo ser dimensionadas

conforme a NBR 6118/2014. Os passos para o cálculo do $A_{s,w}$ são dados no Fluxograma 6.

Fluxograma 6 - Passos para o dimensionamento da armadura transversal



Fonte: A autora, 2018.

Iniciando pelo cálculo da tensão convencional de cisalhamento (τ_{wd}) conforme a Equação 34.

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_{w,viga}d} \quad (\text{kN/cm}^2) \quad (\text{Eq.34})$$

Onde:

V_d =Cortante máxima obtida nas combinações (kN.cm).

A tensão convencional deve ser menor que a tensão de cisalhamento limite (τ_{wu}), calculada conforme as Equações 35 e 36.

$$\tau_{wu} = 0,27\alpha_v f_{cd} \quad (\text{kN/cm}^2) \quad (\text{Eq. 35})$$

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. 36})$$

Caso o τ_{wu} resultar maior do que o τ_{wd} , sugere-se o aumento de área da seção da viga ou a alterar o f_{ck} , elevando-o.

4.2.1.2.1 Armadura transversal

Para calcular a área dos estribos, é necessário conferir se o $\tau_d \geq 0$. Para isto, utiliza-se as equações 37 e 38.

$$\tau_c = 0,09(f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. 37})$$

$$\tau_d = 1,11(\tau_{wd} - \tau_c) \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Eq. 38})$$

Como o τ_c trata-se de uma “ajuda” do concreto, será considerado igual a zero, por questões de segurança, uma vez que não se conhece a qualidade de concreto que será utilizado.

Desta forma, a área dos estribos verticais pode ser calculada pela Equação 39, utilizando o f_{yd} em MPa e $b_{w,viga}$ em cm.

$$A_{sw} = 100b_{w,viga} \frac{\tau_d}{f_{yd}} \quad (\text{cm}^2/\text{m}) \quad (\text{Eq. 39})$$

4.2.1.2.2 Armadura mínima

Da mesma forma que as armaduras de flexão, os estribos possuem uma armadura mínima a ser respeitada, conforme a NBR 6118/2014, que pode ser calculada seguindo a Equação 40.

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} 100b_{w,viga} \quad (\text{cm}^2/\text{m}) \quad (\text{Eq. 40})$$

O $\rho_{w,min}$ é uma taxa mínima de armadura de cisalhamento e pode ser obtida na Tabela 17, para aços CA-50.

Tabela 17 - Valores de $\rho_{w,min}$ (%) para o aço CA-50

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50
$\rho_{w,min}$	0,09	0,10	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16

Fonte: NBR 6118/2014. Adaptado.

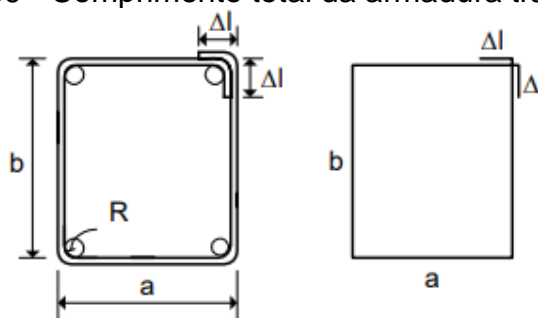
4.2.1.2.3 Comprimento total dos estribos

Para calcular o comprimento total da barra que será utilizada nos estribos, considera-se a Equação 41.

$$l_{est} = 2(a + b) + \Delta C \text{ (cm)} \quad (\text{Eq. 41})$$

Como vimos, o ΔC representa o Δl desdobrado (por conta do raio de dobra o comprimento dobrado “diminui”). A Figura 39 apresenta o comprimento de um estribo.

Figura 39 - Comprimento total da armadura transversal



Fonte: Matias, 2017a.

Os comprimentos ΔC e Δl (que foram utilizados no detalhamento) são dados pela Tabela 18.

Tabela 18 - Dimensões de ΔC e Δl em cm

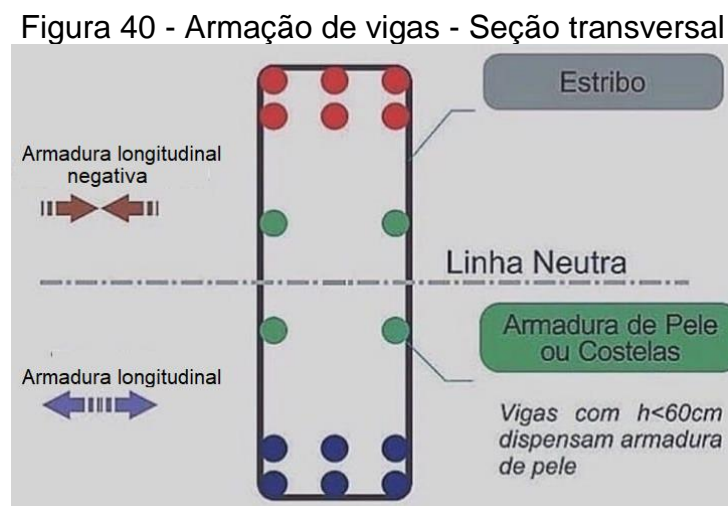
ϕ	Δl	ΔC
5,0	7	10
6,3	8	11
8	10	13
10	13	17
12,5	17	20
16	22	26

Fonte: Matias, 2017a.

O espaçamento máximo entre os estribos é de 20cm.

4.2.1.3 Armadura de pele

Para vigas com $h_{viga} > 60\text{cm}$, utiliza-se uma armadura de pele, disposta conforme a Figura 40.



Fonte: @blogdaconstrucaocivil, 2018. Adaptado.

O cálculo do $A_{s,pele}$ da armadura de pele é feito conforme a Eq. 42.

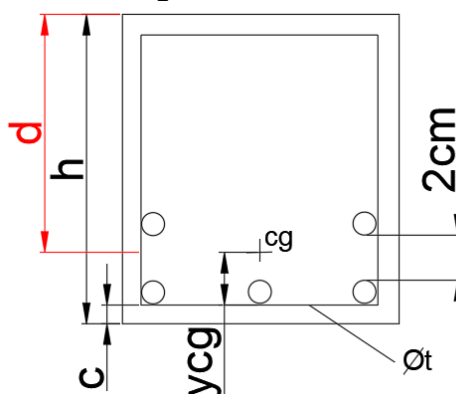
$$A_{s,pele} = 0,1\% \times b_{w,viga} \times h_{viga} \quad (\text{Eq. 42})$$

O espaçamento máximo entre as barras é de 20cm.

4.2.1.4 Conferência com o novo centro de gravidade

Por conta da disposição adotada para as armaduras longitudinais e também pelo diâmetro do estribo, deve-se recalcular o A_s da armadura longitudinal, considerando uma nova altura d , calculada conforme a Figura 41 e a Equação 43 apresentam.

Figura 41 - Centro de gravidade das barras longitudinais



Fonte: A autora, 2018.

$$d = h_{viga} - (c_{nom} + \phi_t + y_{cg}) \quad (\text{Eq. 43})$$

Onde:

c_{nom} = cobrimento de concreto (cm);

ϕ_t = bitola do estribo (cm);

y_{cg} = distância entre o centro de gravidade das armaduras à face interna do estribo (cm).

Em seguida, é necessário verificar se o novo A_s é inferior ao A_{se} . Se for superior, pode-se relocar as armaduras, substituir o diâmetro ou aumentar o número de barras.

Segundo Anjos (2018a), admite-se o valor de d anteriormente arbitrado correspondente ao valor real de d obtido com a armadura calculada e escolhida se o centro de gravidade das armaduras for menor que 10% de h_{viga} .

4.2.2 Laje

A NBR 7187/2003 determina que as espessuras (h_{laje}) das lajes maciças que fazem parte das estruturas das pontes devem respeitar os valores mínimos a seguir indicados:

- lajes destinadas à passagem de tráfego ferroviário: $h_{laje} \geq 20$ cm;
- lajes destinadas à passagem de tráfego rodoviário: $h_{laje} \geq 15$ cm;
- demais casos: $h_{laje} \geq 12$ cm

O tráfego pelas pontes será rodoviário, porém, foi adotada uma altura h de 25cm para o dimensionamento.

Para auxiliar no dimensionamento da laje podem ser utilizadas as Tabelas de Rusch, que fornecem as solicitações simples ou engastadas para carregamentos estipulados em pontes rodoviárias.

O dimensionamento de lajes inicia-se determinando o sentido do tráfego e a direção principal da placa (momento máximo), com esses sentidos é possível escolher a tabela de Rusch adequada, utilizando-se a Eq. 44.

$$\lambda_1 = \frac{l_x}{l_y} \quad (\text{Eq. 44})$$

Sendo l_x e l_y os comprimentos no sentido x e y da laje.

- **Carregamento permanente**

Assim como para as vigas, têm-se as cargas fixas e móveis atuando na laje. A carga permanente pode ser calculada pela Equação 45.

$$q = h_{laje} \times \gamma_{conc} + h_{rev} \times \gamma_{rev} + \gamma_{adic} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (\text{Eq. 45})$$

h_{laje} e h_{rev} em metros, γ_{conc} e γ_{rev} em kN/m^3 e γ_{adic} em kN/m^2 .

Pela tabela escolhida, obtêm-se as variáveis k_x e k_y , a serem utilizados nas Equações 46 e 47, para determinação dos momentos permanentes

$$M_{g,x} = k_x \times q \times l_x^2 \quad (\text{kNm}) \quad (\text{Eq. 46})$$

$$M_{g,y} = k_y \times q \times l_x^2 \quad (\text{kNm}) \quad (\text{Eq. 47})$$

- **Carregamento móvel**

As tabelas levam em conta o espaçamento a' entre as rodas de um mesmo veículo (Tabela 10) e a largura “ t ” de distribuição de carga (Eq. 48).

$$t = t' + 2 \times h_{rev} + h_{laje} \quad (\text{Eq. 48})$$

Todas as variáveis devem ser utilizadas em metro. O t' pode ser calculado pela Equação 49, em função da área de contato de cada roda (b), utilizando dados da Tabela 10.

$$t' = \sqrt{b'} \quad (\text{Eq. 49})$$

Os dados de entrada para as Tabelas de Rusch são então $\frac{l_x}{a'}$ e $\frac{t}{a'}$, para obter a variável k_m para x e para y . Quando necessário, faz-se interpolação entre os valores da tabela. Na tabela de Rusch também se obtém as variáveis k_p e k_p' também diferentes para x e y .

O coeficiente de impacto (φ') que será utilizado no cálculo dos momentos móveis pode ser calculado com a Equação 50.

$$\varphi' = 1,4 - 0,007 \times l_x \quad (\text{Eq. 50})$$

Pode-se então calcular os momentos móveis em x e y com as Equações 51 e 52, utilizando os dados de F , p e p' da Tabela 9, em função do trem-tipo.

$$M_{m,x} = \varphi(k_{m,x} \times F + k_{p,x} \times p + k_{p',x} \times p') \quad (\text{kNm}) \quad (\text{Eq. 51})$$

$$M_{m,y} = \varphi(k_{m,y} \times F + k_{p,y} \times p + k_{p',y} \times p') \quad (\text{kNm}) \quad (\text{Eq. 52})$$

- **Combinações**

As combinações são feitas da mesma forma que para as vigas, utilizando os coeficientes de ponderação das combinações últimas normais (item 4.1.1.4.3) e a Equação 16)

4.2.2.1 Armaduras

O método de dimensionamento das armaduras longitudinais da laje segue as mesmas fórmulas que para vigas, descritos em 4.2.1.1. As lajes, em diferença, são dimensionadas em dois sentidos, x e y. Verifica-se o sentido em que será apoiada a laje, e este será o sentido da armadura positiva (inferior). A armadura negativa, por sua vez, irá no sentido oposto e acima da armadura positiva.

Segundo Botelho e Marchetti (2010, p. 219), “as lajes podem prescindir da armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a tensão convencional de cisalhamento obedecer à expressão” dada pela Equação 53.

$$\tau_{wd} \leq \tau_{rd1} \quad (\text{Eq. 53})$$

Em que τ_{wd} é dado pela Eq. 33 e τ_{rd1} é dado pela Equação 54.

$$\tau_{rd1} = 0,0375 \sqrt[3]{f_{ck}} \times \left(1,2 + 40 \times \frac{A_{se}}{b_{w,laje} \times d} \right) \times (1,6 - d) \quad (\text{Eq. 54})$$

Segundo Matias (2017c), em geral $\tau_{wd} \ll \tau_{rd1}$, não sendo necessário fazer esta verificação. Nesse caso, desconsidera-se o dimensionamento das armaduras de cisalhamento para lajes.

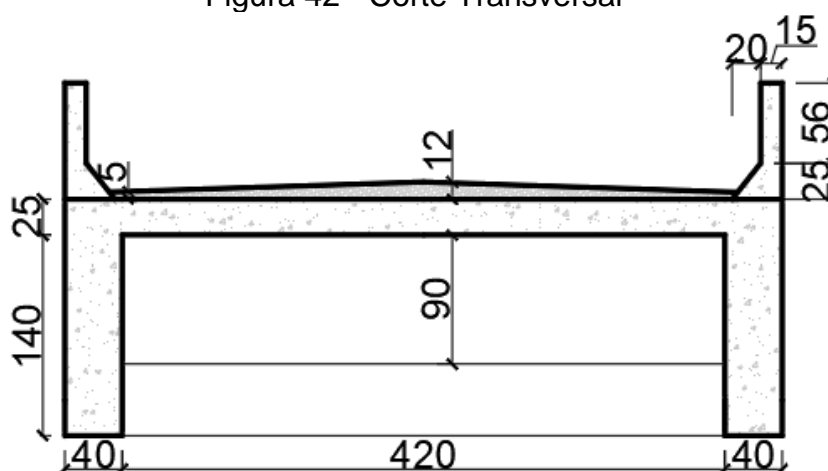
Como $h_{laje} < 60\text{cm}$, não será utilizado armadura de pele na laje, portanto também é desconsiderado o seu dimensionamento.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para abranger o maior número de pontes (29 unidades), foi realizado o dimensionamento das pontes que possuam entre 5 e 10m de comprimento, padronizando a largura em 5m.

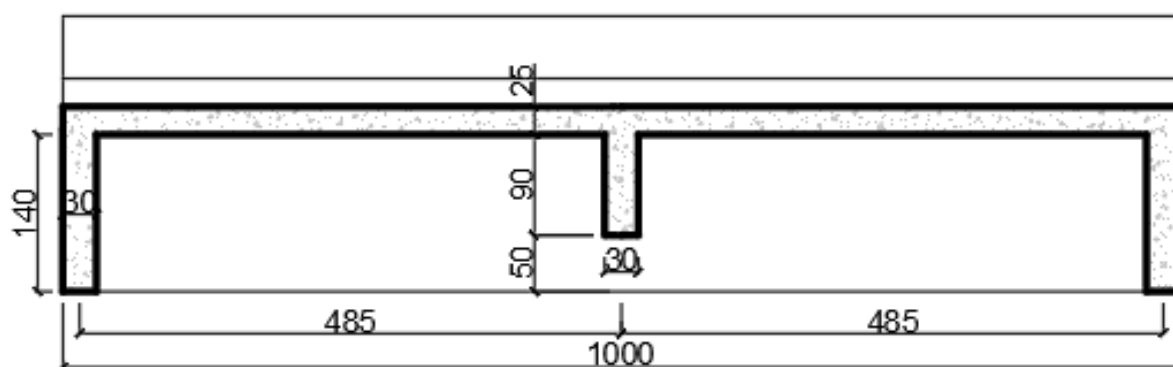
O pré-dimensionamento foi elaborado seguindo as especificações dadas ao longo do trabalho, com as dimensões mínimas sendo respeitadas. Para as dimensões dos guarda-corpos, foi utilizado a norma DNIT 109/2009, apresentado na Figura 20. Por fim, a sessão adotada é apresentada nas Figuras 42 e 43.

Figura 42 - Corte Transversal



Fonte: A autora, 2018.

Figura 43 - Corte Longitudinal



Fonte: A autora, 2018.

5.1 CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES

A seguir apresentam-se os cálculos elaborados para a obtenção das cortantes e dos momentos máximos e mínimos.

5.1.1 Longarina

Apresentam-se as cargas fixas e cargas móveis atuando sobre a longarina.

5.1.1.1 Carga Fixa

Inicia-se determinando a carga fixa, que trata-se do peso próprio dos elementos que irão atuar na longarina, conforme a Tabela 19.

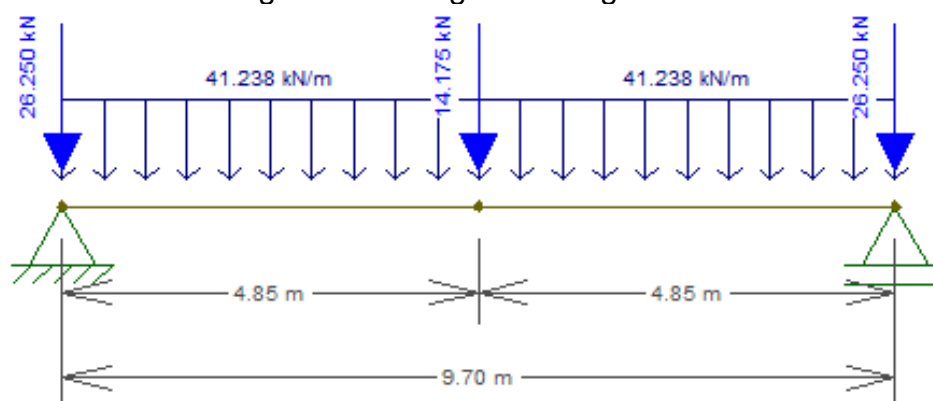
Tabela 19 - Peso próprio dos elementos atuando na longarina

LONGARINA – Peso próprio				
	Descrição	Cálculo	Total Unitário	Total
Distribuída	Guarda rodas	$\left(0,15 \times 0,56 + \frac{0,2 \times 0,25}{2}\right) \times 25$	2,725	41,238 (kN/m)
	Revestimento	$\left[\left(\frac{0,12 + 0,05}{2}\right) \times 2,2 \times 24\right]$	4,488	
	Recapeamento	$2,2 \times 2$	4,40	
	Laje	$2,5 \times 0,25 \times 25$	15,625	
	Longarina	$0,4 \times 1,4 \times 25$	14,00	
Concentrada	Transversina	$0,3 \times 0,9 \times 2,1 \times 25$	14,175	14,175 (kN)
	Cortina	$0,3 \times 1,4 \times 2,5 \times 25$	26,25	26,25 (kN)

Fonte: A autora, 2018.

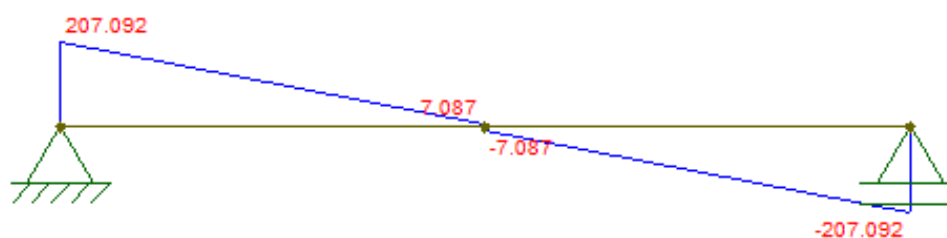
Com os resultados obtidos, inseriu-se no *software* FTOOL os dados da longarina, em uma sessão retangular ($d=1400\text{mm}$ e $b=400\text{mm}$). O material utilizado foi o concreto, portanto $E=25000\text{MPa}$, $\nu = 0,20$ e $\alpha = 0.000010/-C$. Os apoios são de primeiro e segundo gênero, para uma sessão isostática, e as cargas calculadas anteriormente podem ser devidamente distribuídas conforme a Figura 44. As Figuras 45 e 46 apresentam as resultantes de cortante e momento.

Figura 44 - Longarina: carga fixa



Fonte: A autora, 2018.

Figura 45 - Longarina: cortante da carga fixa



Fonte: A autora, 2018.

Figura 46 - Longarina: momento da carga fixa

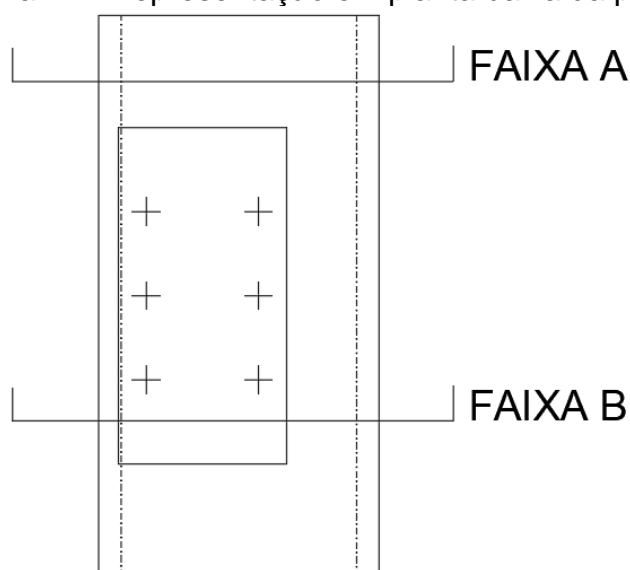


Fonte: A autora, 2018.

5.1.1.2 Carga Móvel

Conforme a NBR 7188/2013 indica, será utilizado o veículo tipo 45 para o dimensionamento da ponte. A obtenção das cargas móveis é feita pelas faixas A e B, representadas na Figura 47, conforme apresentado no item 4.1.1.2.

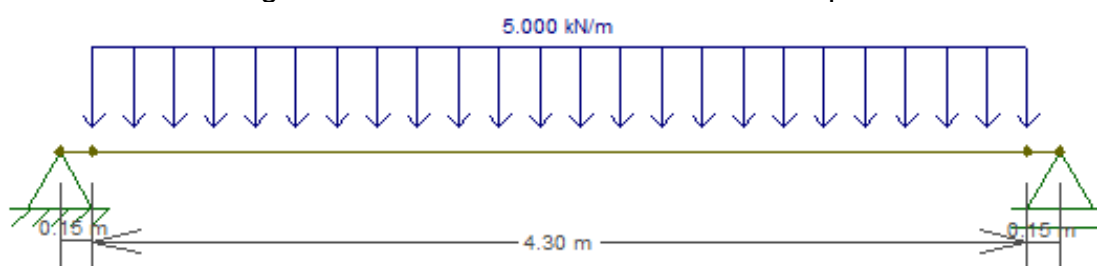
Figura 47 - Representação em planta baixa da ponte



Fonte: A autora, 2018.

- **Faixa A:** Faixa fora do trem-tipo. A Figura 48 apresenta a carga “p”, de 5kN/m, dada pela Tabela 9, aplicada ao longo da faixa A na transversina, sendo os apoios as longarinas. A resultante na Longarina 1 (apoio de segundo gênero, da esquerda), será utilizado como carga aplicada fora do trem-tipo na longarina (q_2).

Figura 48 - Faixa A – Faixa fora do trem-tipo

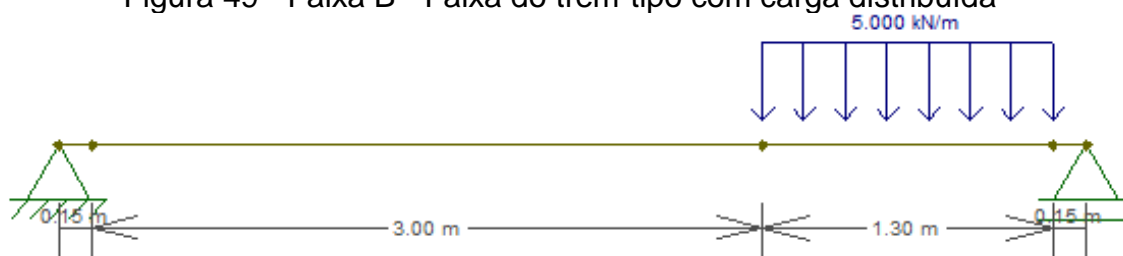


Fonte: A autora, 2018.

Resultante L1 = 10,75 kN/m

- **Faixa B:** Faixa do trem-tipo com carga distribuída. A Figura 49 apresenta a carga “p”, de 5kN/m, dada pela Tabela 9, aplicada ao longo da Faixa B, junto ao trem tipo, de 3 metros. A resultante na Longarina 1 será utilizado como carga aplicada dentro do trem-tipo na longarina (q_1).

Figura 49 - Faixa B - Faixa do trem-tipo com carga distribuída

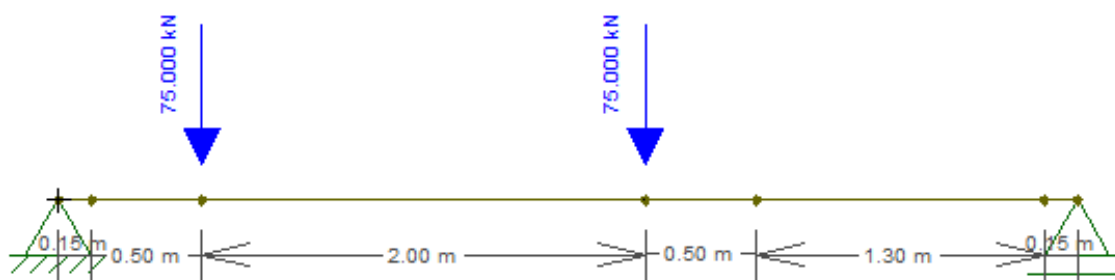


Fonte: A autora, 2018.

Resultante L1 = 1,13 kN/m

- **Faixa B:** Faixa do trem-tipo com carga concentrada. A Figura 50 apresenta a carga 75kN (peso das rodas, dada pela Tabela 10), aplicada com os dois eixos do veículo, numa seção transversal. A resultante na Longarina 1 será utilizado como carga aplicada dentro do trem-tipo na longarina (Q_1), em seus três eixos, na seção longitudinal.

Figura 50 - Faixa B - Faixa do trem-tipo com carga concentrada

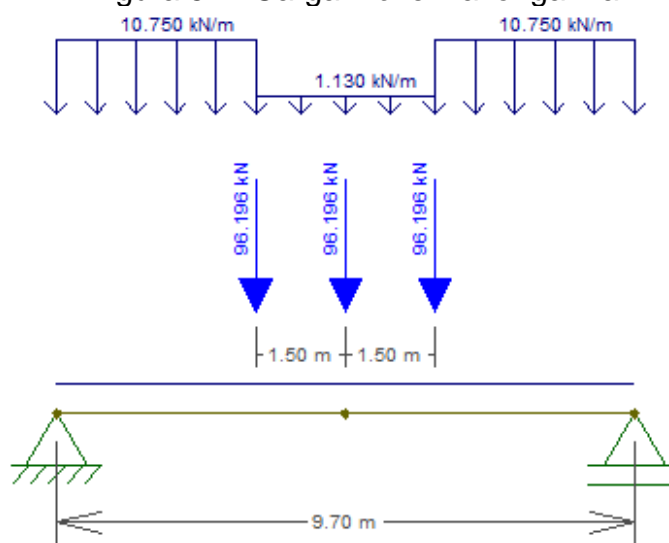


Fonte: A autora, 2018.

Resultante L1 = 96,196 kN

Na longarina, apresentam-se as resultantes conforme a Figura 51.

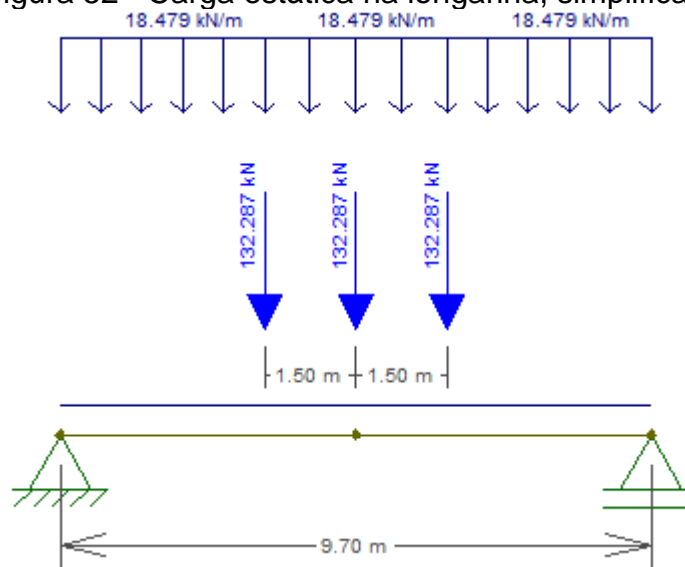
Figura 51 - Carga móvel na longarina



Fonte: A autora, 2018.

As cargas móveis devem ser convertidas em cargas estáticas, multiplicando-as pelo o coeficiente de ponderação, que pode ser calculado conforme a Eq. 13, considerando o CIV, CNF E CIA, resultando em um valor de 1,719. Ainda, é possível simplificar as cargas distribuídas conforme Eq. 03. Dessa forma, obtêm-se a Figura 52.

Figura 52 - Carga estática na longarina, simplificada

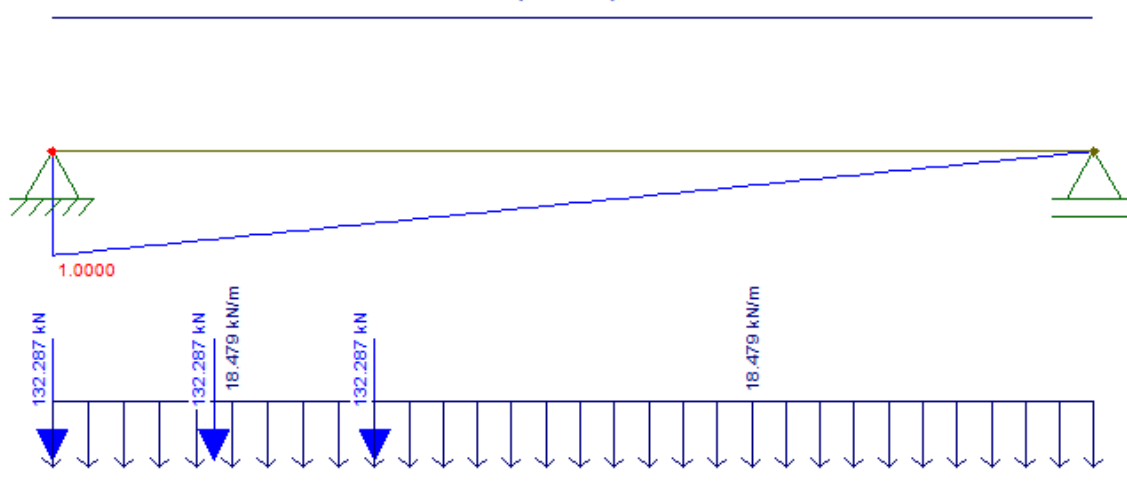


Fonte: A autora, 2018.

Com essas cargas, pode-se calcular a cortante e momento em cada seção, utilizando-se das linhas de influência. Para as cortantes da longarina foi verificada as seções em $x=0\text{m}$, $x=4,85\text{m}$ e $x=9,7\text{m}$, Figuras 53, 54 e 55, respectivamente. Lê-se as

figuras das seções como a linha superior ao gráfico da linha de influência sendo as ações agindo negativamente, e as ações na linha interior à linha de influência são as cargas agindo no eixo positivo.

Figura 53 - Seção 0: $x=0\text{m}$ – Cortante
(nulo)

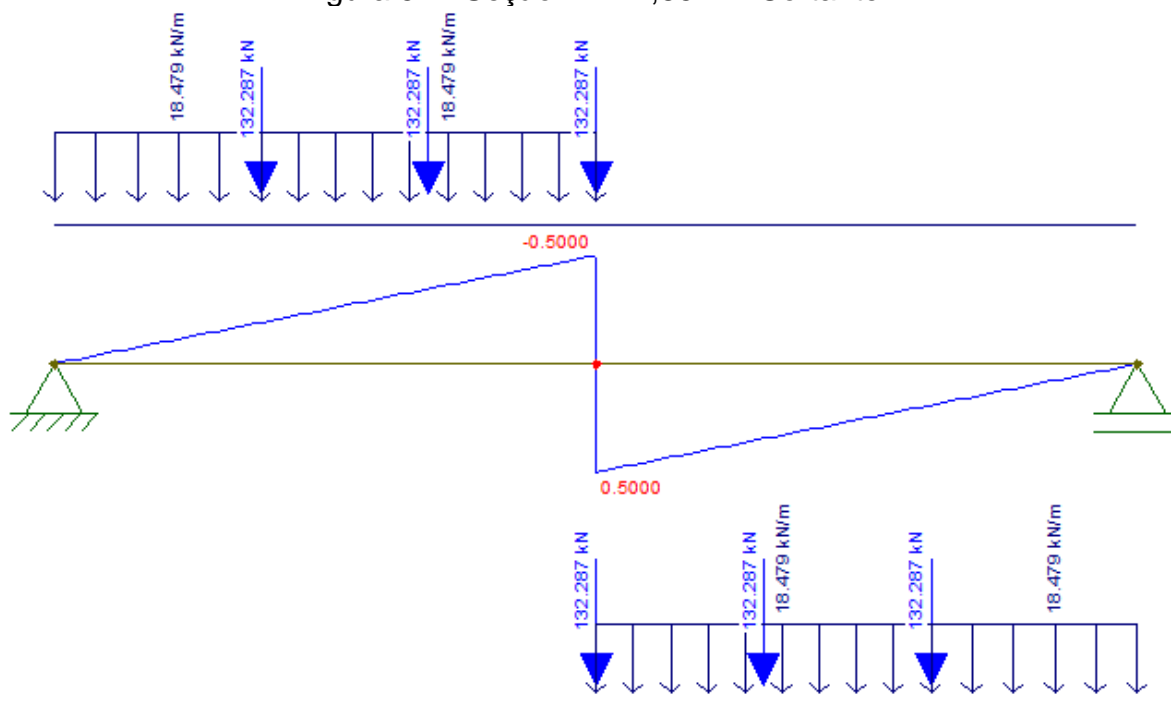


Fonte: A autora, 2018.

$$Q^+ = 425,114\text{ kN}$$

$$Q^- = 0\text{ kN}$$

Figura 54 - Seção 1: $x=4,85\text{m}$ – Cortante

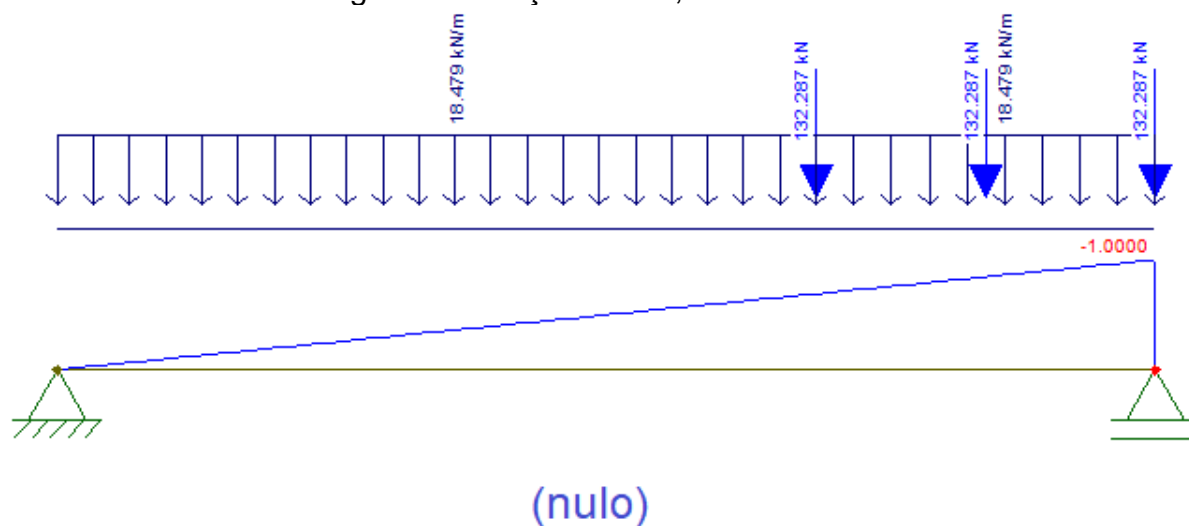


Fonte: A autora, 2018.

$$Q^+ = 159,466 \text{ kN}$$

$$Q^- = -159,466 \text{ kN}$$

Figura 55 - Seção 2: $x=9,7\text{m}$ – Cortante



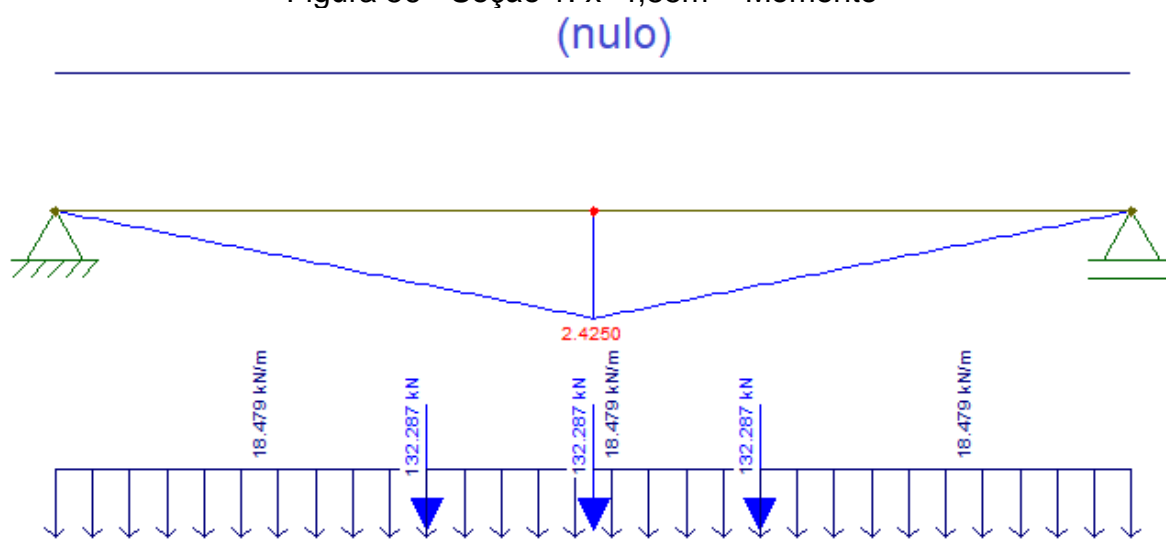
Fonte: A autora, 2018.

$$Q^+ = 0 \text{ kN}$$

$$Q^- = 425,114 \text{ kN}$$

O momento foi analisado em $x=4,85\text{m}$, conforme Figura 56. Para $x=0$ e $x=9,7$, os momentos são iguais a zero, por serem no apoio.

Figura 56 - Seção 1: $x=4,85\text{m}$ – Momento



Fonte: A autora, 2018.

$$M^+ = 981,294 \text{ kNm}$$

$$M^- = -M_{\text{máx}}/3 = -327,098 \text{ kNm}$$

5.1.1.3 Combinações

Os coeficientes de ponderações das combinações são utilizados conforme o item 4.1.1.4.3, e as combinações são feitas de acordo com a Eq. 16. As Tabelas 20 e 21 apresentam as combinações de cortante e momento, respectivamente.

Tabela 20 - Combinações das cortantes

Cortante Q - Longarina						
Seção em x= (m)	$\gamma_g = 1,3$		$\gamma_q = 1,5$		Qp+ Qm+ (kN)	Qp+ Qm- (kN)
	Qp (kN)	Qm+ (kN)	Qm- (kN)			
0	207,092	425,114	0		906,891	269,22
4,85	7,087	159,466	- 159,466		248,412	-229,986
4,85	-7,087	159,466	- 159,466		229,986	-248,412
9,7	-207,092	0	- 425,114		-269,22	-906,891

Fonte: A autora, 2018.

Tabela 21 - Combinações dos momentos

Momento M - Longarina			
Seção em x= (m)	$\gamma_g = 1,3$		$\gamma_q = 1,5$
	Mp (kNm)	Mm (kNm)	Mp+Mm (kNm)
0	-173,128	-327,098	-715,713
4,85	519,385	981,294	2147,141
9,7	-173,128	-327,098	-715,713

Fonte: A autora, 2018.

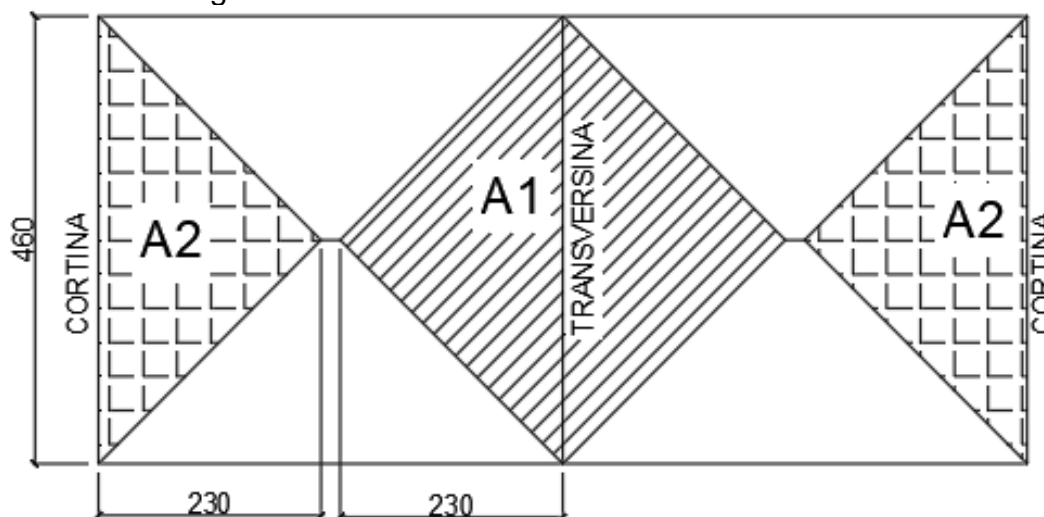
5.1.2 Transversina

Da mesma forma que para a longarina, apresentam-se cargas fixas e móveis atuando na transversina.

5.1.2.1 Carga Fixa

O peso da laje e do revestimento atuante na transversina podem ser calculados considerando a área de influência, conforme a Figura 57.

Figura 57 - Área de influência nas transversinas



Fonte: A autora, 2018.

A área de influência deve ser dividida pelo comprimento total da transversina, a fim de se obter uma carga distribuída. A Tabela 22 apresenta a carga fixa aplicada na transversina e na cortina, respectivamente.

Tabela 22 - Peso próprio dos elementos atuando na transversina

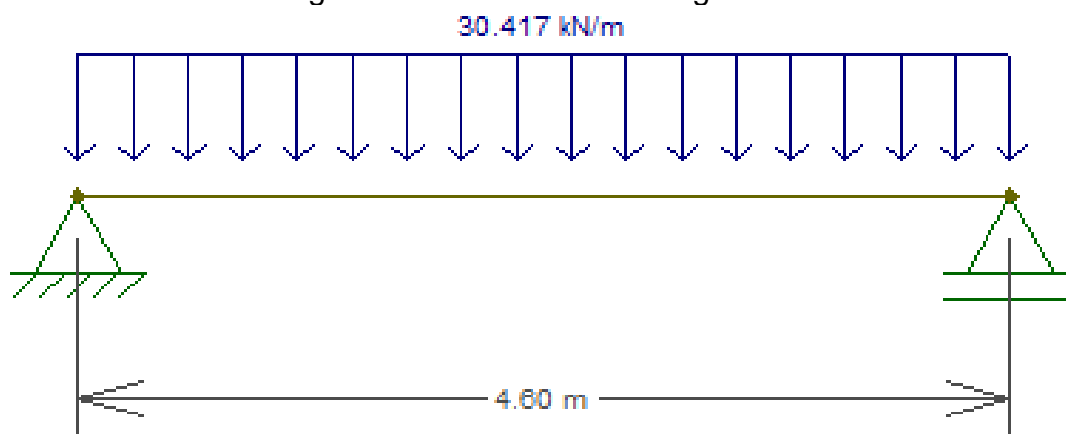
TRANSVERSINA – Peso Próprio						
	Descrição	Cálculo	Unitário (KN/m ²)	Área de influência (m)	Total Unitário (KN/m)	Total (KN/m)
Distribuída	Revestimento	$\left(\frac{0,12 + 0,05}{2}\right) \times 24$	2,04	$\frac{4,6 \times 2,3}{2}$	4,692	30,417
	Recapeamento	2	2	2,3	4,60	
	Laje	$0,25 \times 25$	6,25	2,3	14,375	
	Transversina	$0,3 \times 0,9 \times 25$			6,75	

Fonte: A autora, 2018.

Como as cortinas já existem no local, será dimensionado apenas a transversina.

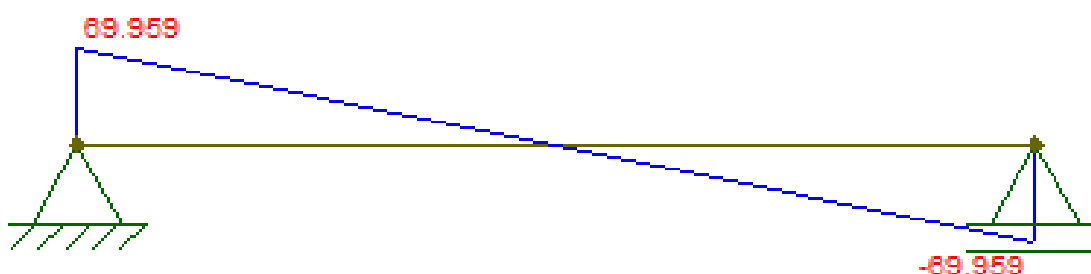
Com os resultados obtidos, inseriu-se no *software* FTOOL os dados da transversina, em uma sessão retangular ($d=900\text{mm}$ e $b=300\text{mm}$). O material utilizado será concreto, portanto $E=25000\text{MPa}$, $\gamma = 0,20$ e $\alpha= 0.000010/-C$. Os apoios são de primeiro e segundo gênero, para uma sessão isostática, e as cargas calculadas anteriormente podem ser devidamente distribuídas conforme a Figura 58. As Figuras 59 e 60 apresentam as resultantes de cortante e momento.

Figura 58 - Transversina: carga fixa



Fonte: A autora, 2018.

Figura 59 - Transversina: cortante da carga fixa



Fonte: A autora, 2018.

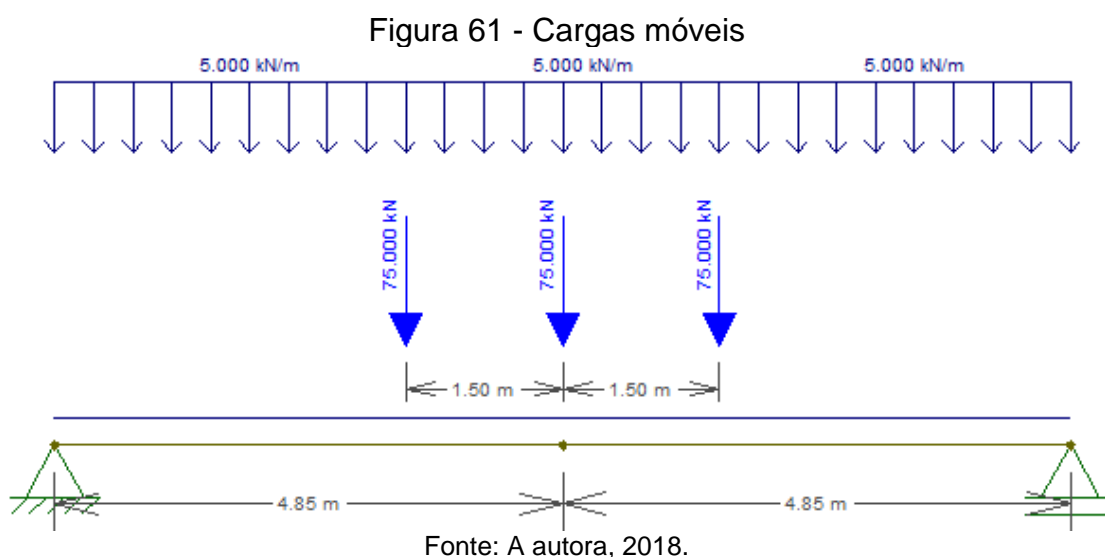
Figura 60 - Transversina: momento da carga fixa



Fonte: A autora, 2018.

5.1.2.2 Carga Móvel

Mantendo o trem-tipo 45 para o dimensionamento, foi utilizado o método por linha de influência para calcular as resultantes da carga móvel. Com os valores de carregamento, seguindo a Tabela 9, aplica-se 3 eixos na laje, tendo a transversina e as cortinas como apoios. A Figura 61 apresenta o esquema de cargas e a Figura 62 as linhas de influência em função das distâncias em que as cargas estão aplicadas, calculadas com semelhança de triângulos, considerando 1 no centro por existir uma longarina neste ponto.



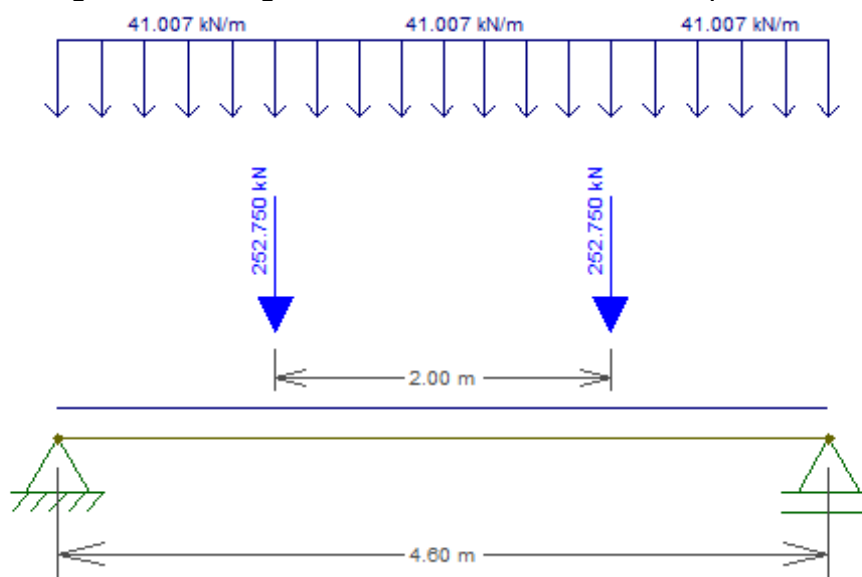
Com os valores das Figuras 61 e 62, pode-se calcular as resultantes da carga móvel, já aplicando o coeficiente de ponderação para convertê-las a cargas estáticas e simplificando-as conforme a Equação 03, como apresenta a Tabela 23 e a Figura 63.

Tabela 23 - Cargas móveis na transversina

TRANSVERSINA – Móvel					
Descrição	Cálculo	Unitário	Coef	Total	Simplificada
Q_1	$75 \times (1 + 2 \times 0,67)$	175,50 kN	1,691	296,77 kN	252,75 kN
q_1	$5 \times \left(\frac{1}{2} \times 0,67 \times 3,35\right) \times 2$	11,2225 kN/m	1,691	18,977 kN/m	41,007 kN/m
q_2	$5 \times \left(\frac{1}{2} \times 1 \times 4,85\right) \times 2$	24,25 kN/m	1,691	41,007 kN/m	41,007 kN/m

Fonte: A autora, 2018.

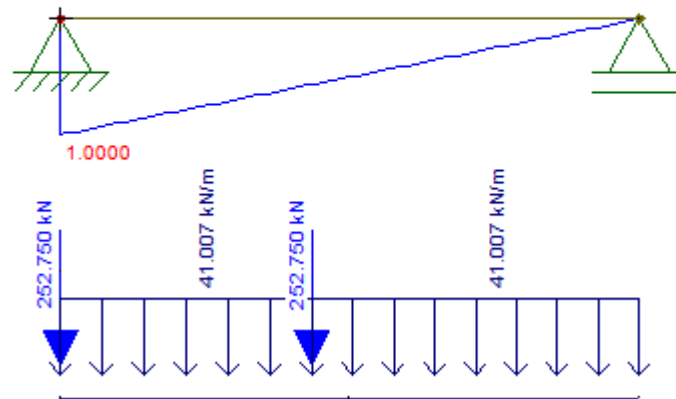
Figura 63 - Carga estática na transversina, simplificada



Fonte: A autora, 2018.

Com essas cargas, pode-se calcular a cortante e momento em cada seção, utilizando-se das linhas de influência. Para as cortantes da transversina foi verificada as seções em $x=0\text{m}$, $x=2,30\text{m}$ e $x=4,60\text{m}$, conforme as Figuras 64, 65 e 66, respectivamente.

Figura 64 - Seção 0: $x=0\text{m}$ – Cortante
(nulo)

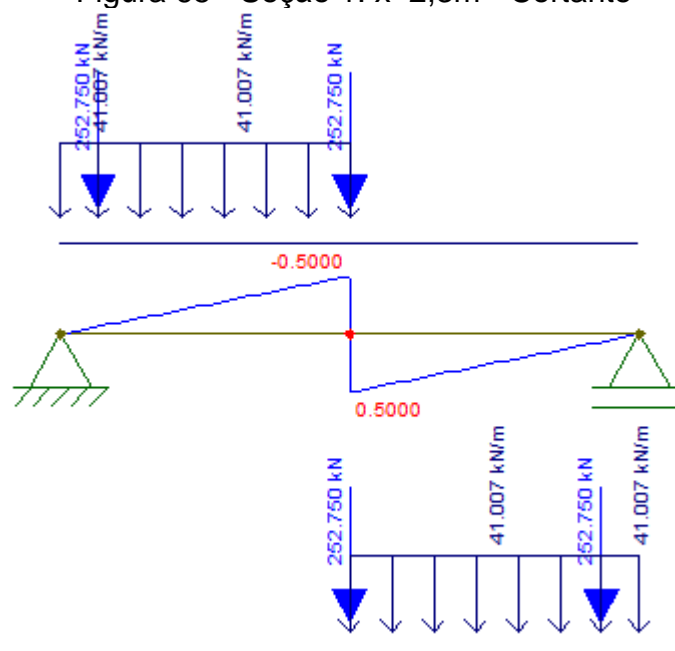


Fonte: A autora, 2018.

$$Q^+ = 489,925 \text{ kN}$$

$$Q^- = 0 \text{ kN}$$

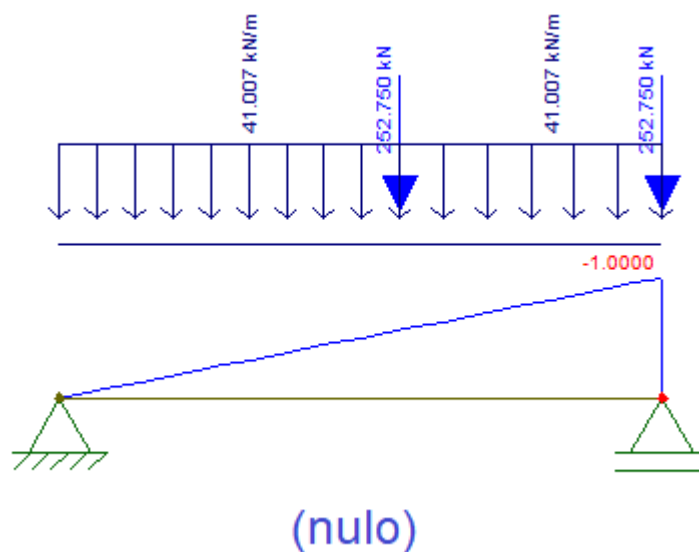
Figura 65 - Seção 1: $x=2,3\text{m}$ - Cortante



Fonte: A autora, 2018.

$$Q^+ = 166,438 \text{ kN}$$

$$Q^- = -166,438 \text{ kN}$$

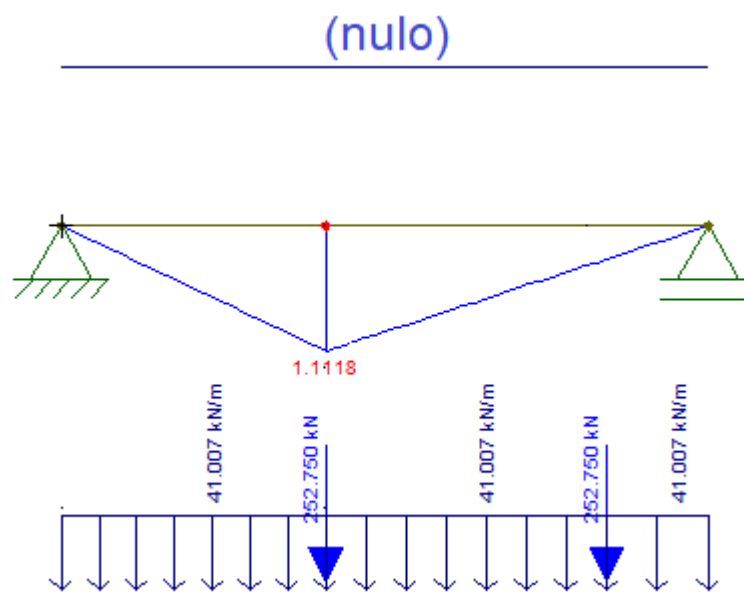
Figura 66 - Seção 2: $x=4,6\text{m}$ – Cortante

Fonte: A autora, 2018.

$$Q^+ = 0 \text{ kN}$$

$$Q^- = - 489,925 \text{ kN}$$

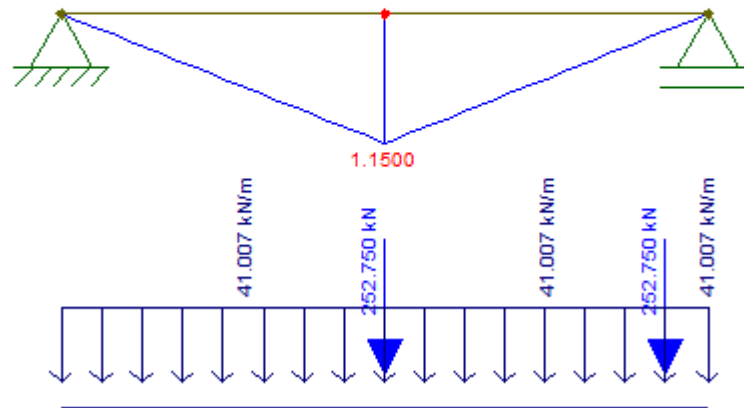
O momento foi analisado em $x=1,88\text{m}$, $x=2,3\text{m}$ e $x= 2,73\text{m}$, conforme as Figuras 67, 68 e 69, respectivamente. Para $x=0\text{m}$ e $x=4,6\text{m}$ os momentos são iguais a zero, por serem no apoio.

Figura 67 - Seção 1: $x=1,88\text{m}$ – Momento

Fonte: A autora, 2018.

$$M = 460,19 \text{ KNm}$$

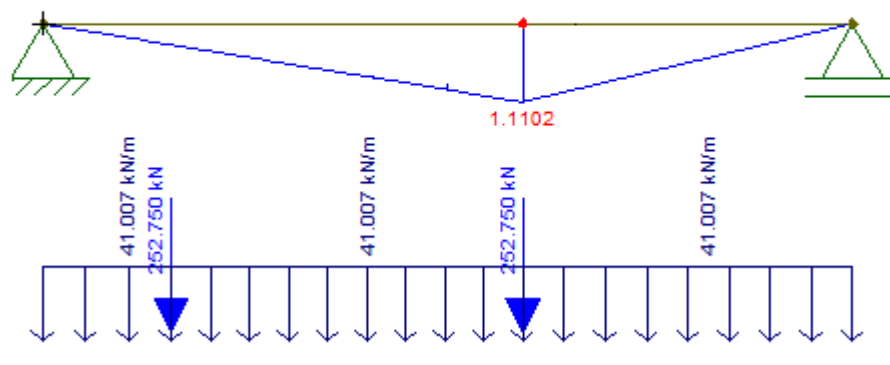
Figura 68 - Seção 2: $x=2,60\text{m}$ – Momento
(nulo)



Fonte: A autora, 2018.

$$M = 437,04 \text{ KNm}$$

Figura 69 - Seção 3: $x=2,73\text{m}$ – Momento
(nulo)



Fonte: A autora, 2018.

$$M = 460,19 \text{ KNm}$$

5.1.2.3 Combinações

Os coeficientes de ponderações das combinações são utilizados conforme o item 4.1.1.4.3, e as combinações são feitas de acordo com a Eq. 16. A Tabela 24 apresenta as combinações de cortante.

Tabela 24 - Combinações das cortantes

Cortante Q - Transversina					
Seção em x= (m)	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_q = 1,5$		Qp+ Qm+ (kN)	Qp+ Qm- (kN)
	Qp (kN)	Qm+ (kN)	Qm- (kN)		
0	69,959	489,925	0	825,834	-90,947
2,3	0	166,438	-166,438	249,657	-249,657
4,6	-69,959	0	-489,925	-90,947	-825,834

Fonte: A autora, 2018.

Pelo software FTOOL foi possível perceber que nos pontos em que $x=1,88\text{m}$ e $x=2,73\text{m}$ os momentos são superiores ao momento em $x=2,3$ (o meio da seção), com isso, mediu-se também o momento nesses pontos para a carga fixa com o intuito de verificar as combinações e obter-se o maior momento possível para o dimensionamento. O momento em 0 e 4,6m é calculado com $M_{\min} = -M_{\max}/3$. A Tabela 25 apresenta as combinações de momentos.

Tabela 25 - Combinações dos momentos

Momento M - Transversina			
Seção em x= (m)	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_q = 1,5$	Mp+Mm (kNm)
	Mp (kNm)	Mm (kNm)	
0	-26,818	-153,397	-264,959
1,88	77,770	460,19	791,386
2,3	80,453	437,04	760,149
2,73	77,641	460,19	791,218
4,6	-26,818	-153,397	-264,959

Fonte: A autora, 2018.

5.1.3 Lajes

As lajes foram divididas em 4 seções de $5 \times 2,5\text{m}$, bi apoiadas nas longarinas. Seguindo os passos dados em 4.2.2, utilizando a Tabela de Rusch, disponível no

ANEXO A, e com os coeficientes de combinações dados no item 4.1.1.4.3, calculou-se as combinações de momentos em x e y, conforme a Tabela disponível no APÊNDICE A. Têm-se o momento em x de 255,57kNm e momento em y de 34,77 kNm.

5.2 DIMENSIONAMENTO

Tendo as cortantes e momentos máximos, foi possível realizar o dimensionamento das armaduras dos elementos estruturais. Nesse tópico também é apresentado o dimensionamento do aparelho de apoio de Neoprene que deve ser utilizado nos apoios da ponte.

5.2.1 Longarina

As armaduras necessárias na longarina são a armadura longitudinal, armadura de pele, os estribos e a armadura longitudinal negativa.

5.2.1.1 Armadura Longitudinal

Tendo os dados de momento máximo da Tabela 21, pode-se dimensionar a armadura longitudinal da longarina, seguindo os passos descritos em 4.2.1.1. Utilizando uma planilha elaborada no *software* Excel, apresentada no APÊNDICE B, calcula-se o A_s necessário para a armadura longitudinal, resultando em 38,80cm². Optou-se por utilizar 14Ø20mm para a armadura longitudinal, com $A_{se} = 44,10\text{cm}^2$.

A ancoragem será com gancho, considerando que a armadura estará na área de boa aderência, com os dados das Tabelas 13 e 14, e seguindo os passos de 4.2.1.1.4, têm-se a Tabela 26.

Tabela 26 - Ancoragem da armadura longitudinal para longarina

L_b (cm)	$L_{b,nec}$ (cm)	$L_{b,min}$ (cm)	$L_{b,disp}$ (cm)	$L_{b,adotado}$ (cm)
50	16	19	25	55

Fonte: A autora, 2018.

O $L_{b,adotado}$ foi de 55cm, por critérios de segurança, uma vez que não se tem a medida exata de todas as contenções existentes, onde serão apoiadas as longarinas.

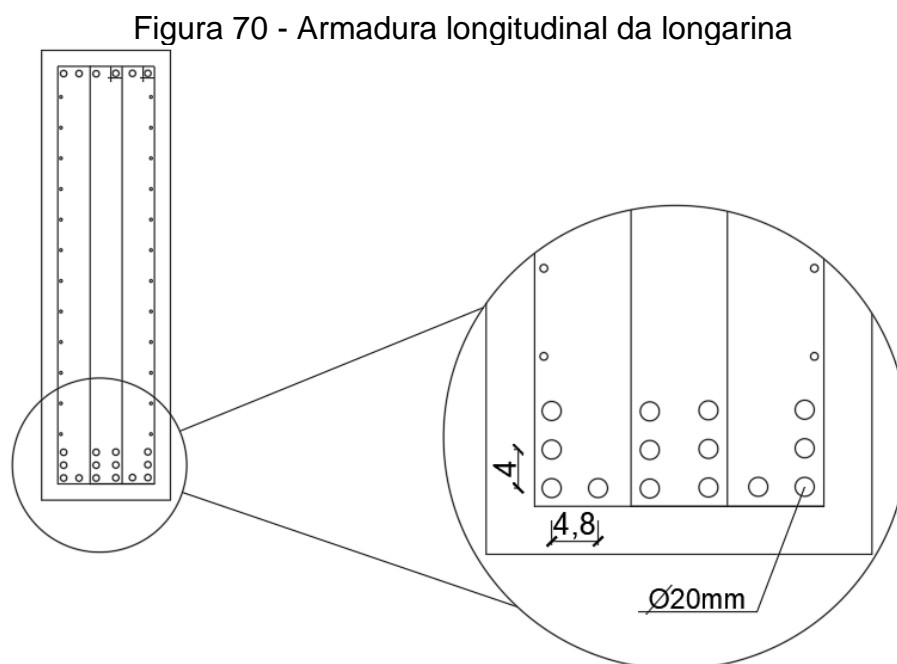
Foi utilizado um Δl (Figura 38) de pelo menos 30cm seguindo a Tabela 16, para realizar a ancoragem.

5.2.1.2 Estribos

Os estribos são dimensionados seguindo os passos dados em 4.2.1.2. Também foi elaborada uma planilha no *software* Excel para o cálculo do $A_{s,w}$, apresentada no APÊNDICE B, considerando a cortante máxima obtida na Tabela 20, desconsiderando a ajuda do concreto, obtêm-se um valor de $17\text{cm}^2/\text{m}$. Foram utilizados estribos duplos com $\varnothing 8\text{mm}$ a cada 11cm, para a armadura transversal, com estribos de dois ramos.

5.2.1.3 Conferência da armadura longitudinal

O espaçamento entre as barras longitudinais deve atender o mínimo de 2cm, portanto será disposta a armadura em 3 camadas, a primeira com 6 barras e a segunda e terceira com 4 barras, como a Figura 70 mostra.



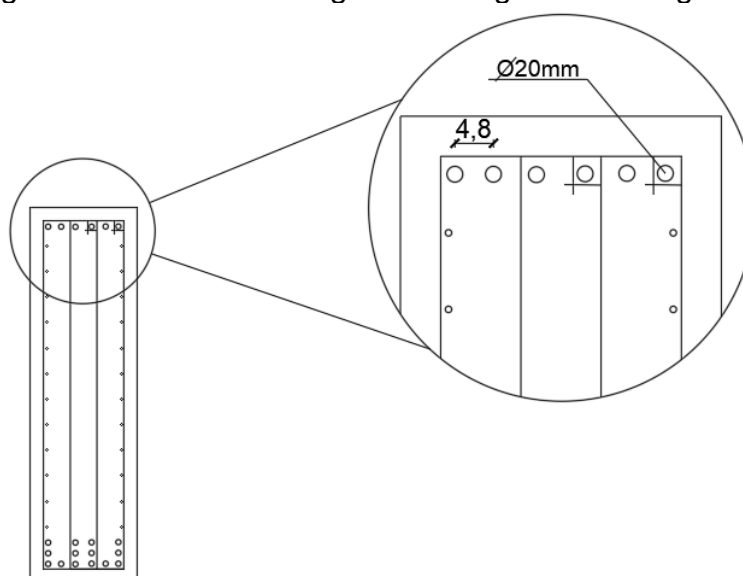
Fonte: A autora, 2018.

Por fim, não foi necessário realizar a conferência do A_s da armadura longitudinal, uma vez que o y_{cg} não atinge 10% de h_{viga} (14cm)

5.2.1.4 Armadura negativa

Ainda, devem ser dimensionadas as armaduras longitudinais negativas, utilizando o momento máximo negativo obtido na Tabela 21. Com a planilha elaborada encontra-se um $A_s = 12,88\text{cm}^2$, conforme o APÊNDICE B. Optou-se por utilizar $6\phi 20\text{mm}$ para a armadura negativa, com um $A_{se} = 18,90\text{cm}^2$. A disposição das barras será conforme a Figura 71.

Figura 71 - Armadura longitudinal negativa da longarina



Fonte: A autora, 2018.

Sua ancoragem também foi considerada com gancho, considerando que a armadura estará na área de má aderência, com os dados das Tabelas 13 e 14, e seguindo os passos de 4.2.1.1.4, têm-se a Tabela 27.

Tabela 27 - Ancoragem da armadura longitudinal negativa para longarina

L_b (cm)	$L_{b,nec}$ (cm)	$L_{b,min}$ (cm)	$L_{b,disp}$ (cm)	$L_{b,adotado}$ (cm)
74	55	19	25	55

Fonte: A autora, 2018.

Sendo o $L_{b,adotado} = 55\text{cm}$, foi utilizado um Δl (Figura 38) de pelo menos 30cm seguindo a Tabela 16, para realizar a ancoragem.

5.2.1.5 Armadura de pele

Utilizando a Equação 42, têm-se um $A_{s,pele} = 5,6\text{cm}^2$. Foram utilizados $12\varnothing 8\text{mm}$, com um $A_{se} = 6\text{cm}^2$, conforme apresentado no APÊNDICE B.

5.2.2 Transversina

As armaduras necessárias na transversina e na cortina são: armadura longitudinal, armadura de pele, os estribos e a armadura longitudinal negativa.

5.2.2.1 Armadura Longitudinal

Da mesma forma que para a longarina, tendo os dados de momento máximo da Tabela 26, pode-se dimensionar a armadura longitudinal da transversina, seguindo os passos descritos em 3.3.1.1. Utilizando uma planilha elaborada no *software* Excel, apresentada no APÊNDICE C, calculou-se o A_s necessário para a armadura longitudinal, resultando em $23,07\text{cm}^2$. Optou-se por utilizar $8\varnothing 20\text{mm}$ para a armadura longitudinal, com $A_{se} = 25,20\text{cm}^2$.

A ancoragem foi considerada com gancho, sendo que a armadura estará na área de boa aderência, com os dados das Tabelas 13 e 14, e seguindo os passos de 4.2.1.1.4, têm-se a Tabela 28.

Tabela 28 - Ancoragem da armadura longitudinal na transversina

L_b (cm)	$L_{b,nec}$ (cm)	$L_{b,min}$ (cm)	$L_{b,disp}$ (cm)	$L_{b,adotado}$ (cm)
50	26	19	35	35

Fonte: A autora, 2018.

Sendo o $L_{b,adotado} = 35\text{cm}$, foi utilizado um Δl (Figura 38) de pelo menos 30cm , segundo a Tabela 16, para realizar a ancoragem.

5.2.2.2 Estribos

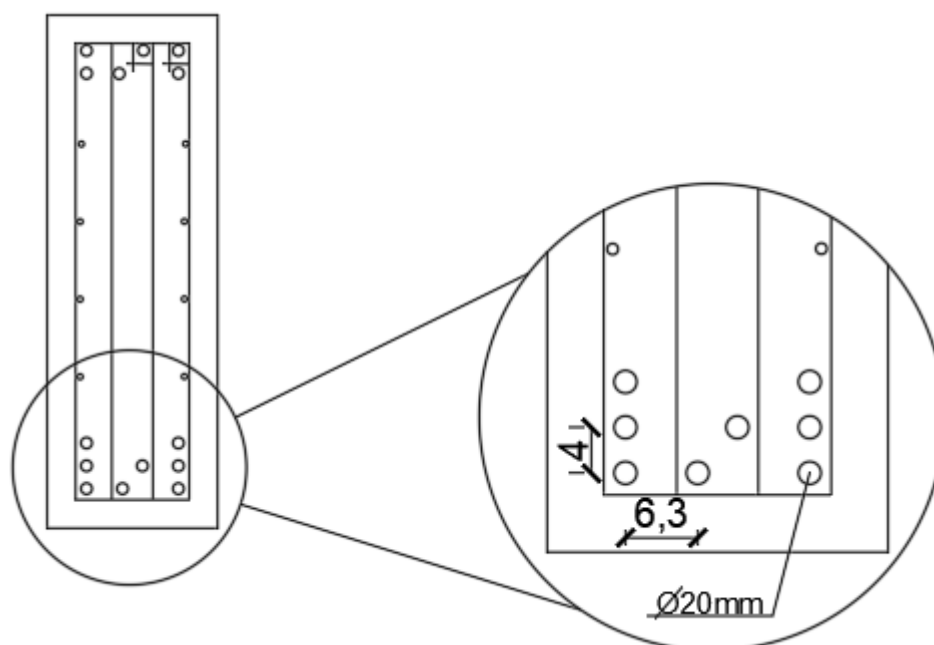
Os estribos foram dimensionados seguindo os passos dados em 4.2.1.2. Também foi elaborada uma planilha no *software* Excel para o cálculo do $A_{s,w}$, apresentada no APÊNDICE C, considerando a cortante máxima obtida na Tabela 25,

e descartando o auxílio do concreto, obtendo-se um valor de $24,58\text{cm}^2/\text{m}$. Optou-se por utilizar estribos duplos de $\varnothing 8\text{mm}$ a cada 8cm , para a armadura transversal, com estribos de dois ramos.

5.2.2.3 Conferência da armadura longitudinal

O espaçamento entre as barras longitudinais deve atender o mínimo de 2cm , portanto foi disposta a armadura em 3 camadas, a primeira e segunda com 3 barras e a terceira com 2 barras em cada extremidade, como a Figura 72 mostra.

Figura 72 - Armadura longitudinal da transversina



Fonte: A autora, 2018.

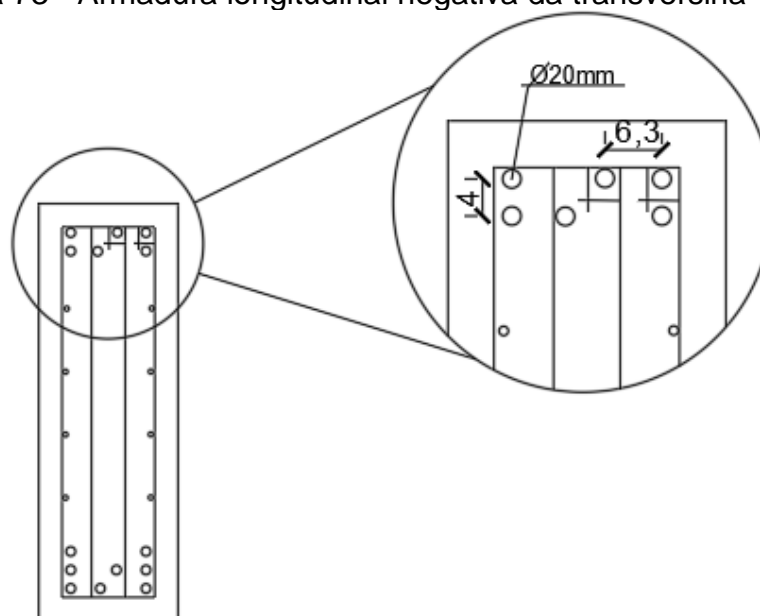
Por fim, não foi necessário realizar a conferência do A_s da armadura longitudinal, uma vez que o y_{cg} não atinge 10% de h_{viga} (9cm).

4.2.2.4 Armadura negativa

Ainda, devem ser dimensionadas as armaduras longitudinais negativas, utilizando o momento máximo negativo obtido na Tabela 26. Com a planilha elaborada encontrou-se um $A_s = 7,34\text{cm}^2$, conforme apresentado no APÊNDICE C. Optou-se por

utilizar 6 ϕ 20mm para a armadura negativa, com um $A_{se} = 18,90\text{cm}^2$. A disposição das barras foi conforme a Figura 73.

Figura 73 - Armadura longitudinal negativa da transversina



Fonte: A autora, 2018.

Sua ancoragem também foi considerada com gancho, sendo que a armadura estará na área de má aderência, com os dados das Tabelas 13 e 14, e seguindo os passos de 4.2.1.1.4, têm-se a Tabela 29.

Tabela 29 - Ancoragem da armadura longitudinal negativa na transversina

L_b (cm)	$L_{b,nec}$ (cm)	$L_{b,min}$ (cm)	$L_{b,disp}$ (cm)	$L_{b,adotado}$ (cm)
74	52	19	35	52

Fonte: A autora, 2018.

Sendo o $L_{b,adotado} = 52\text{cm}$, foi utilizado um Δl (Figura 38) de pelo menos 30cm, conforme a Tabela 16, para realizar a ancoragem.

4.2.2.5 Armadura de pele

Utilizando a Equação 42, têm-se um $A_{s,pele} = 2,7\text{cm}^2$. Foram utilizados 4 ϕ 10mm, com um $A_{se} = 3,20\text{cm}^2$.

4.2.3 Laje

Com os momentos obtidos no item 5.1.3, calculou-se as armaduras necessárias em x e y, seguindo os passos descritos em 4.2.2.1. Utilizou-se para a laje um concreto de $F_{ck} = 40\text{MPa}$.

Têm-se então um $A_{sx} = 33,98\text{cm}^2/\text{m}$, optando-se por utilizar $7\phi 25\text{mm}$ por metro, com 14cm de espaçamento e um $A_{sy} = 5,75\text{cm}^2/\text{m}$, optando-se por utilizar $5\phi 12,5\text{mm}$ por metro, espaçados em 20cm. Apresenta-se a planilha elaborada para o dimensionamento das lajes no APÊNDICE D e o detalhamento da laje no APÊNDICE E.

4.3 DETALHAMENTO

O detalhamento das armaduras apresenta os comprimentos e diâmetros das barras e a posição em que cada barra deve ser disposta nos elementos. Encontra-se no APÊNDICE E.

Com os comprimentos, é possível chegar num resumo de aço que será utilizado em cada elemento, conforme a Tabela 30.

Tabela 30 - Resumo de aço

Elemento	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa nominal (kg/m)	PESO TOTAL (kg)	PESO TOTAL + 10% (kg)
Longarina	20	408,48	2,466	1007,31	1108,04
	8	1.602	0,395	632,79	696,07
Transversina	20	75,32	2,466	185,74	204,31
	10	39,20	0,617	24,19	26,60
	8	246,76	0,395	97,47	107,23
Laje	25	333,20	3,853	1.283,82	1.412,20
	12,5	240,00	0,963	231,12	254,23

Fonte: A autora, 2018.

Pode-se também prever o volume de concreto de $F_{ck} = 45\text{MPa}$ a ser utilizado, conforme a Tabela 31.

Tabela 31 - Volume de concreto

Elemento	Volume (m ³)
Longarina	11,2
Transversina	1,35
Laje	12,5
TOTAL	25,05

Fonte: A autora, 2018.

As fôrmas a serem utilizadas são resumidas na Tabela 32.

Tabela 32 - Quantitativo de fôrmas

Elemento	Quantidade (m ²)
Longarina	64,00
Transversina	10,50
Laje	50,00
TOTAL	124,5

Fonte: A autora, 2018.

4.4 FORÇA ATUANTE NA MESOESTRUTURA

As forças verticais que atuarão nos pilares foram resultantes da ação do vento, da frenagem ou aceleração e do apoio das longarinas.

A força de frenagem F_f é dada pela Equação 05, em 4.1.1.3.1, e resulta em 135kN, enquanto a força de aceleração F_a é calculada conforme a Equação 04 dada no mesmo item resulta em 12,5kN. Como não ocorre frenagem e aceleração simultaneamente, utilizou-se a maior força, nesse caso a F_f (Força de frenagem).

As forças resultantes do vento foram calculadas pelas Equações 06 e 07, dadas no item 4.1.1.3.2. Como a resultante $F_{v2} = 44,60kN$ é superior à $F_{v1} = 36,90kN$, utiliza-se a força do vento para ponte carregada (F_{v2}).

Voltando ao FTOOL com a longarina verificada anteriormente, pode-se retirar as forças resultantes dos apoios, sendo 233,342kN para o peso próprio e 425,114kN para a carga móvel.

Por fim, soma-se todas as forças para obter a carga que será aplicada nos aparelhos de apoio e nos pilares:

$$R_{tot} = 135 + 44,6 + 233,342 + 425,114 = 838,056 \text{ kN}$$

Após a escolha do aparelho de apoio, deve-se acrescentar a força de atrito nos apoios.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No trabalho apresentado, a análise bibliográfica foi utilizada para fundamentar os conhecimentos necessários sobre pontes, esclarecendo seus elementos e a definição de termos próprios da estrutura. Dissertou-se sobre o concreto e o aço, materiais estes a serem utilizados no dimensionamento da ponte. Elaborar o tópico de fundamentação ampliou os conhecimentos adquiridos pela disciplina de pontes e tornou perceptível a escassez de materiais sobre o assunto.

Na metodologia foram identificadas as cargas e os métodos para retirar os carregamentos fixos e móveis. Em seguida apresentou-se o passo-a-passo para o dimensionamento das longarinas, transversinas e da laje, momento em que se voltou às matérias de concreto armado, estruturas de edifícios, resistência dos materiais e estática. Produziu-se o tópico de metodologia baseando-se na NBR 6118, norma que rege a elaboração de projetos de estruturas de concreto e que é base fundamental para um engenheiro estrutural, criando um material de consulta para futuros dimensionamentos e fixando alguns temas vistos na graduação.

A preocupação com a drenagem remeteu à Recursos Hídricos, enquanto a pavimentação, à Estradas e Pavimentações. Englobou-se, portanto, um grande número de matérias tidas ao longo do curso de Engenharia Civil, fato que sedimenta a noção da interdisciplinaridade em todas as atividades do profissional em engenharia e ressalta a importância da preocupação com cada matéria específica do curso, visando o projetar com cautela e economia.

Cumpriu-se o objetivo do trabalho propondo um dimensionamento da superestrutura em concreto armado moldado in loco, utilizando cerca de 25,05m³ de concreto de $F_{ck} = 45\text{MPa}$, aproximadamente 124,50m² de fôrma e 3.808,68kg de aço CA-50.

Em concepção ao primeiro objetivo específico, foi possível realizar o dimensionamento de um projeto padrão para pontes entre 5m e 10m de comprimento, com largura fixada em 5 metros. Esse padrão abrangerá 29 das 46 unidades de pontes a serem substituídas no município de Corupá/SC, sendo necessária apenas a adequação do comprimento final para cada modelo constante no intervalo. Foram feitos, portanto, o dimensionamento e detalhamento dos elementos da superestrutura para este projeto padrão, conforme solicita o segundo objetivo específico.

Por já existir contenções - seja de concreto ou pedra - nas cabeceiras das pontes, sugere-se uma análise patológica das mesmas, além da verificação da resistência das estruturas analisando seus projetos de execução, levando em conta que uma ponte de concreto terá um peso relativamente superior à uma ponte de madeira, de forma a manter a estabilidade estrutural. Sugere-se, então, a execução de fundações com o uso de estacas alinhadas próximas às contenções, no encontro entre a estrada e a ponte, que servirão de apoio para a superestrutura da ponte. Estes temas podem ser aprofundados em outras pesquisas. Para tanto, conforme almejado pelo terceiro objetivo específico, foram calculados os esforços que atuarão na mesoestrutura, resultando em uma força vertical de 838,056 *kN*.

Além disso, é imprescindível a utilização de aparelhos de apoio que permitirão as movimentações estruturais, o uso de tubulações de 75mm para a drenagem das águas pluviais conforme projeto elaborado e pingadeiras que manterão a estética da ponte evitando o surgimento de manchas. Ainda, devem-se executar juntas de dilatação entre as lajes, e também no acesso da ponte, permitindo as expansões térmicas. Também deverá ser realizada a sinalização de trânsito e iluminação adequada. Todos esses temas envolvem pesquisas aprofundadas que se ambiciona realizar.

Os sistemas e *softwares* utilizados auxiliaram em muito a obtenção da ponte final, ao verificar cálculos realizados manualmente e também por possibilitar uma análise minuciosa de seções, como no caso do FTOOL. A elaboração de planilhas que dimensionem as longarinas e transversinas foi um método válido para uso futuro ao dimensionar vigas em geral, cumprindo o quarto objetivo específico.

Pela forma que se optou para começar o trabalho, as longarinas e transversinas foram dimensionadas antes da laje. Em retrospectiva, percebeu-se que uma escolha mais orgânica teria sido que a laje fosse dimensionada antecedendo aos outros elementos, uma vez que aquela é independente destes, porém os influencia.

Ao longo do trabalho foram tomadas diversas decisões, escolhas que levaram a obter o dimensionamento com o detalhamento da ponte desejada. Optar por usar um determinado F_{ck} ou alterar as dimensões dos elementos estruturais resultando em diferentes opções de pontes foi uma das dificuldades encontradas ao longo do percurso, anseia-se por realizar pesquisas comparativas para uma análise econômica da estrutura, a fim de verificar a validade da escolha proposta.

Em paralelo, apresentaram-se outros tópicos que poderiam servir de pesquisas futuras, como o dimensionamento dos outros intervalos de pontes e o mesmo feito com elementos em concreto pré-moldado ou em “kits” que se descobriu serem fornecidos pela Defesa Civil, realizando uma análise comparativa estrutural e econômica com o trabalho aqui apresentado.

6.1 PESQUISAS FUTURAS

Sugerem-se algumas pesquisas que podem ser realizadas, para verificar a viabilidade econômica do projeto e também para complementar o mesmo:

- Análise patológica as contenções existentes;
- Verificar o uso de um determinada resistência característica do concreto ou a alteração as dimensões dos elementos estruturais;
- Propor o dimensionamento dos outros intervalos de pontes;
- Propor o dimensionamento dos elementos com o uso de outros sistemas construtivos, como o concreto pré-moldado, o concreto pré-tendido ou em kits fornecidos pela Defesa Civil.

REFERÊNCIAS

Almeida, Luiz Carlos de. **Solicitações normais: Cálculo no estado limite último**. 19f. Notas de aula da disciplina - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002.

ANJOS, Fernanda Aparecida João dos. **Indicações para projeto de pontes**. Jaraguá do Sul, 2018a. Notas de aula (Engenharia de Pontes, Prof. Msc. Fernanda Aparecida João dos Anjos, Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Católica de Santa Catarina)

_____. **Linhas de influência**. Jaraguá do Sul, 2018b. Notas de aula (Engenharia de Pontes, Prof. Msc. Fernanda Aparecida João dos Anjos, Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Católica de Santa Catarina)

_____. **Aparelhos de apoio**. Jaraguá do Sul, 2018c. Notas de aula (Engenharia de Pontes, Prof. Msc. Fernanda Aparecida João dos Anjos, Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Católica de Santa Catarina)

ANTAS, Paulo Mendes et al. **Estradas: projeto geométrico e de terraplanagem**. Rio de Janeiro: Interciência, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5732 Cimento Portland comum**. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5733 Cimento Portland de alta resistência inicial**. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5735 Cimento Portland de alto forno**. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5736 Cimento Portland pozolânico**. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5737 Cimento Portland resistentes a sulfatos**. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6122 Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 7187 Projeto de pontes de concreto armado e protendido** - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188 Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre**. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 7188 Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre**. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 7480 Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado** - Especificação. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 8681 Ações e segurança nas estruturas** - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 8953 Concreto para fins estruturais** – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e pela consistência. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 11578 Cimento Portland composto**. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 14931 Execução de estruturas de concreto** - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

BARAT, Josef. **Logística, transporte e desenvolvimento econômico**: a visão setorial. São Paulo: Editora CLA, 2007.

BOTELHO, Manuel Henrique Campos. MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado**, eu te amo, vol. 1, 7. ed. rev. São Paulo: Blucher, 2013.

_____. **Concreto armado eu te amo**, vol. 2, 3. ed., rev. e ampl. São Paulo: Blucher, 2013.

BRASIL. **Lei n. 8.666, de 21 de junho de 1993**. Regulamenta o art. 37, inciso XXI, da Constituição Federal, institui normas para licitações e contratos da Administração Pública e dá outras providências. Brasília, 21 jun. 1993. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/L8666cons.htm>. Acesso em: 10 ago. 2018.

BORGES, Alberto Nogueira. **Curso prático de cálculo em concreto armado**: projeto de edifícios. 1. ed. Rio de Janeiro: Imperial Novo Milênio, 2013.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: vol. 2, 6. ed., rev. e ampl. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e dimensionamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2003, 3. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2009.

_____. **Cálculo e dimensionamento de estruturas usuais de concreto armado**: vol. 2, 3. ed. São Carlos: PINI, 2013.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de concreto armado**: Fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 2. ed., rev. Brasília: Editora Universidade de Brasília, 2013.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Resolução 210** - Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres e dá outras providências. Disponível em <<https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=104243>>. Acesso em 05 ago. 2018.

COSTA, Pedro Segundo da; FIGUEIREDO, Wellington C. **Estradas**: estudos e projetos. 3. ed. Salvador: EDUFBA, 2007.

DEBS, Mounir Khalil; TAKEYA, Toshiaki. **Introdução às pontes de concreto**. 2009. 110 f. Texto provisório de apoio à disciplina – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E DE TRANSPORTES. **NORMA DNIT 109 Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário - Projeto de barreiras de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NORMA DNIT 121 Pontes e viadutos rodoviários – Fundações, Especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **Infraestrutura rodoviária**. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/modais-2/capa-infraestrutura-rodoviaria>>. Acesso em: 08 ago. 2018.

_____. **Anteprojeto**. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/anexo/Projetos/Projetos_edital0424_16-02_3.pdf>. Acesso em: 08 ago. 2018.

DIAS, Marco Aurélio P.. **Logística, transporte e infraestrutura**: Armazenagem, operador logístico, gestão via TI, multimodal. São Paulo: Atlas, 2012.

FILHO, Waldir Neme Felipe. **Avaliação dos coeficientes de impacto utilizados no cálculo de pontes rodoviárias via análise dinâmica de estruturas**. 2008. 47 f. Trabalho de Conclusão de Curso (GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL) - UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA, Juiz de Fora, 2008. Disponível em <<http://www.ufjf.br/mac/files/2009/05/tcc-waldir.pdf>>. Acesso em: nov. 2018.

FREITAS, Moacyr de. **Pontes**: Introdução geral – Definições. São Paulo: EPUSP – PEF/401, 1978.

FTOOL. **Visão geral**. Disponível em: <<https://www.ftool.com.br/Ftool/site/about>>. Acesso em: 22 set. 2018.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto**: solicitações normais : estados limites últimos : teoria e aplicações. Rio de Janeiro: LTC, 1981.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações**: teoria e prática, 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.

LEET, Kennerth. **Fundamentos da análise estrutural**. Tradução João Eduardo Nóbrega Tortello. São Paulo: McGraw-Hill, 2009.

LEONHARDT, Fritz, **Construções de concreto**: Princípios básicos da construção de pontes de concreto, vol. 6, 1. ed. Rio de Janeiro, Editora Interciência, 1979.

LEONHARDT, Fritz; MANNIG, Eduard. **Construções de Concreto**: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado. 2. reimpr. Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Blucher, 2008.

MASON, Jayme. **Pontes em concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro: Editora S.A, 1977.

MATIAS, Rover Perfeito. **Ancoragem e emenda das barras da armadura**. Jaraguá do Sul, 2017a. Notas de aula (Concreto armado I, Prof. Rover Perfeito Matias, Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Católica de Santa Catarina)

_____. **Cálculo de vigas**. Jaraguá do Sul, 2017b. Notas de aula (Concreto armado I, Prof. Rover Perfeito Matias, Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Católica de Santa Catarina)

_____. **Esforço Cortante**. Jaraguá do Sul, 2017c. Notas de aula (Concreto armado I, Prof. Rover Perfeito Matias, Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Católica de Santa Catarina)

_____. **Estruturas: Lançamento**. Jaraguá do Sul, 2018. Notas de aula (Estrutura de Edifícios I, Prof. Rover Perfeito Matias, Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Católica de Santa Catarina)

_____. **Flexão Normal Simples**. Jaraguá do Sul, 2017d. Notas de aula (Concreto armado I, Prof. Rover Perfeito Matias, Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Católica de Santa Catarina)

_____. **Lajes maciças de concreto armado**. Jaraguá do Sul, 2017e. Notas de aula (Concreto armado I, Prof. Rover Perfeito Matias, Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Católica de Santa Catarina)

MEYER, Karl Fritz. **Pontes Rodoviárias e Ferroviárias: projeto**, vol.1, 14. ed. Belo Horizonte: KM Engenharia, 1999.

MILLER, Cristiano Pena; BARBOSA, Leandro Rosa; PESSANHA, Maikon Caetano Ramos. **Dimensionamento estrutural de uma ponte em concreto armado**. 2005. 464 f. Projeto final de curso (Graduação de Engenharia) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, Rio de Janeiro, 2005.

MORENO, Cátia et al. **Obras de arte**: em que circunstâncias se deve utilizar um cimbra fixo na construção de uma obra de arte? 2010. 19 f. Artigo (Graduação de Engenharia) – Universidade do Porto, Porto, 2010.

NASCIMENTO, Márcio Rogério do. **Pontes**: ações solicitantes em vigas de pontes rodoviárias. Joinville, 2018. Notas de aula (Engenharia de Pontes, Prof. Msc. Márcio Rogério do Nascimento, Curso de Engenharia Civil, Universidade do Estado de Santa Catarina)

NEOPREX. **Catálogo Técnico**. Disponível em <http://neoprex.com.br/img/catalogos/CATALOGO_TECNICO_NEOPREX.pdf>. Acesso em: 01 nov. 2018.

PFEIL, Walter. **Pontes em concreto armado**: elementos de projetos, solicitações, dimensionamento. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

PINHO, Fernando Ottoboni. **Pontes e viadutos de vigas mistas**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007.

PIRES, Ailton Brasiliense; VASCONCELLOS, Eduardo Alcântara; SILVA, Ayrton Camargo e. **Transporte Humano**: Cidades com qualidade de vida. São Paulo: ANTP, 1997.

SPERNAU, Wilson. **ECV-5260 Pontes**. 2018. 20 f. Apostila - Disciplina do Curso de Graduação de Engenharia Civil, UFSC, Santa Catarina, 2018.

VALENTE, Amir Mattar et al. **Gerenciamento de transportes e frotas**. 2. ed. rev. São Paulo: Cengage Learning, 2013.

WILKE, Elviane Luana. **Estruturas de Contenção**. Jaraguá do Sul, 2016. Notas de aula (Mecânica dos Solos II, Prof. Elviane Luana Wilke, Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Católica de Santa Catarina)

APÊNDICES

APÊNDICE A – Cálculo dos momentos na laje

DADOS DE ENTRADA			
l_x	5 m	l_y	2,5 m
h_{laje}	0,25 m	γ_{conc}	25 KN/m ³
h_{rev}	22 KN/m ³	γ_{adic}	2 KN/m ²
a'	2 m	h_{rev}	0,085 m
b'	0,2x0,5	p	5 KN/m
F	75 KN	p'	3 KN/m
γ_g	1,3	γ_q	1,5
ESCOLHA DA TABELA			
$\frac{l_x}{l_y}$	0,5	TABELA 13	
CARREGAMENTO PERMANENTE			
q	10,12 KN/m ²		
MOMENTOS PERMANENTES			
k_x	0,125	k_y	0,009
$M_{g,x}$	31,625 KN/m	$M_{g,y}$	2,277 KN/m
CARREGAMENTO MÓVEL			
$\frac{l_x}{a'}$	2,5	t'	0,316
$\frac{t}{a'}$	0,368	t	0,736
$k_{m,x}$			
0,25	-	1,41	$k_{p,x}$ 0
0,368	-	1,377	$k_{p',x}$ 0,49
0,5	-	1,34	
$k_{m,y}$			
0,25	-	0,229	$k_{p,y}$ 0
0,368	-	0,204	$k_{p',y}$ 0,08
0,5	-	0,176	
COEFICIENTE DE IMPACTO			
φ'	1,365		
MOMENTOS MÓVEIS			
$M_{m,x}$	142,9696		
$M_{m,y}$	21,20799		
COMBINAÇÕES			
M_x	255,5668		
M_y	34,77209		

APÊNDICE B – Dimensionamento das armaduras para a longarina

ARMADURA LONGITUDINAL				
DADOS DE ENTRADA				
b_w	40 cm	h	140 cm	C_{nom} 5 cm
f_{ck}	45 MPa	f_{yk}	500 MPa	λ 0,8
γ_c	1,4	γ_s	1,15	α_c 0,85
M_d	2147,141 KNm			
TEM-SE				
d	135 cm	f_{yd}	43,478 KN/cm ²	σ_{cd} 2,732
CONFERÊNCIA DOS LIMITES				
μ	0,108		μ_{lim}	0,2408
ARMADURA SIMPLES				
ε	0,143		ε_{lim}	0,35
OK				
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL				
A_s	38,799 cm ²			
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA				
ρ_{min}	0,23%			
$A_{s,min}$	12,88 cm ²		USAR A_s	
ARMADURA DE PELE				
$A_{s,pele}$	5,6 cm ²			

ARMADURA DE CISLHAMENTO (ESTRIBOS)				
DADOS DE ENTRADA				
b_w	40 cm	h	140 cm	C_{nom} 5 cm
f_{ck}	45 MPa	f_{yk}	500 MPa	λ 0,8
γ_c	1,4	γ_s	1,15	α_c 0,85
V_d	906,891 KNm			
TEM-SE				
d	135 cm	f_{yd}	43,478 KN/cm ²	σ_{cd} 2,732
CONFERÊNCIA DOS LIMITES				
τ_{wd}	0,168	KN/cm ²	τ_{wu}	0,711643 KN/cm ²
OK				
τ_d	0,185			
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA DE CISLHAMENTO (ESTRIBOS)				
A_{sw}	16,996 cm ² /m			
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA				
$\rho_{w,min}$	0,15%			
$A_{sw,min}$	8,4 cm ² /m		USAR A_{sw}	

ARMADURA LONGITUDINAL NEGATIVA					
DADOS DE ENTRADA					
b_w	40 cm	h	140 cm	C_{nom}	5 cm
f_{ck}	45 MPa	f_{yk}	500 MPa	λ	0,8
γ_c	1,4	γ_s	1,15	α_c	0,85
M_d	715,713 KNm				
TEM-SE					
d	135 cm	f_{yd}	43,478 KN/cm ²	σ_{cd}	2,732
CONFERÊNCIA DOS LIMITES					
μ	0,036		μ_{lim}	0,2408	
ARMADURA SIMPLES					
ε	0,046		ε_{lim}	0,35	
OK					
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL					
A_s	12,421 cm ²				
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA					
ρ_{min}	0,23%				
$A_{s,min}$	12,88 cm ²	USAR $A_{s,min}$			

APÊNDICE C – Dimensionamento das armaduras para a transversina

ARMADURA LONGITUDINAL					
DADOS DE ENTRADA					
b_w	30 cm	h	90 cm	C_{nom}	5 cm
f_{ck}	45 MPa	f_{yk}	500 MPa	λ	0,8
γ_c	1,4	γ_s	1,15	α_c	0,85
M_d	791,386 KNm				
TEM-SE					
d	85 cm	f_{yd}	43,478 KN/cm ²	σ_{cd}	2,732
CONFERÊNCIA DOS LIMITES					
μ	0,134		μ_{lim}	0,2408	
ARMADURA SIMPLES					
ε	0,180		ε_{lim}	0,35	
OK					
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL					
A_s	23,075 cm ²				
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA					
ρ_{min}	0,23%				
$A_{s,min}$	6,21 cm ²	USAR A_s			
ARMADURA DE PELE					
$A_{s,pele}$	2,7 cm ²				

ARMADURA DE CISALHAMENTO (ESTRIBOS)					
DADOS DE ENTRADA					
b_w	30 cm	h	90 cm	C_{nom}	5 cm
f_{ck}	45 MPa	f_{yk}	500 MPa	λ	0,8
γ_c	1,4	γ_s	1,15	α_c	0,85
V_d	825,834 KNm				
TEM-SE					
d	85 cm	f_{yd}	43,478 KN/cm ²	σ_{cd}	2,732
CONFERÊNCIA DOS LIMITES					
τ_{wd}	0,324 KN/cm ²		τ_{wu}	0,711643 KN/cm ²	
OK					
τ_d	0,356				
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA DE CISALHAMENTO (ESTRIBOS)					
A_{sw}	24,581 cm ² /m				
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA					
$\rho_{w,min}$	0,15%				
$A_{sw,min}$	4,05 cm ² /m	USAR A_{sw}			

ARMADURA LONGITUDINAL NEGATIVA				
DADOS DE ENTRADA				
b_w	30 cm	h	90 cm	C_{nom} 5 cm
f_{ck}	45 MPa	f_{yk}	500 MPa	λ 0,8
γ_c	1,4	γ_s	1,15	α_c 0,85
M_d	264,959 KNm			
TEM-SE				
d	85 cm	f_{yd}	43,478 KN/cm ²	σ_{cd} 2,732
CONFERÊNCIA DOS LIMITES				
μ	0,045		μ_{lim}	0,2408
ARMADURA SIMPLES				
ε	0,057		ε_{lim}	0,35
OK				
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL				
A_s	7,337 cm ²			
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA				
ρ_{min}	0,23%			
$A_{s,min}$	6,21 cm ²	USAR A_s		

APÊNDICE D – Dimensionamento das armaduras para a laje

ARMADURA LONGITUDINAL X					
DADOS DE ENTRADA					
b_w	100 cm	h	25 cm	C_{nom}	5 cm
f_{ck}	45 MPa	f_{yk}	500 MPa	λ	0,8
γ_c	1,4	γ_s	1,15	α_c	0,85
M_d	255,567 KNm				
TEM-SE					
d	20 cm	f_{yd}	43,478 KN/cm ²	σ_{cd}	2,732
CONFERÊNCIA DOS LIMITES					
μ	0,234		μ_{lim}	0,2408	
ARMADURA SIMPLES					
ε	0,338		ε_{lim}	0,35	
OK					
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL					
A_s	33,955 cm ²				
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA					
ρ_{min}	0,23%				
$A_{s,min}$	5,75 cm ²	USAR A_s			

ARMADURA LONGITUDINAL Y					
DADOS DE ENTRADA					
b_w	100 cm	h	25 cm	C_{nom}	6 cm
f_{ck}	45 MPa	f_{yk}	500 MPa	λ	0,8
γ_c	1,4	γ_s	1,15	α_c	0,85
M_d	34,772 KNm				
TEM-SE					
d	19 cm	f_{yd}	43,478 KN/cm ²	σ_{cd}	2,732
CONFERÊNCIA DOS LIMITES					
μ	0,035		μ_{lim}	0,2408	
ARMADURA SIMPLES					
ε	0,045		ε_{lim}	0,35	
OK					
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL					
A_s	4,286 cm ²				
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA					
ρ_{min}	0,23%				
$A_{s,min}$	5,75 cm ²	USAR A_{smin}			

APÊNDICE E – Detalhamento da ponte

ANEXO

ANEXO A – Tabela de Rusch

14

Nr. 13		$l_y/l_x = 0,50$	Fahrtrichtung	Gleichlast über die ganze Platte $M = k \cdot g \cdot l_x^2$ Für M_{xm} $k = 0,125$ Für M_{ym} $k = 0,009$ Für M_{xr} $k = 0,125$ g oder p in t/m ² ; l_x in m
-----------	--	------------------	---------------	---

Brückenklasse 30t bis 60t				Raddruck des SLW von 1,0t								Gleichlast um SLW von 1 t/m ²						
l _x /a	M _{xm} in Plattenmitte				M _{ym} in Plattenmitte				M _{xr} in Mitte des freien Randes				M _{xm}		M _{ym}		M _{xr}	
	t/a				t/a				t/a				für alle Werte t/a					
	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	0,125	0,250	0,50	1,0	p	p'	p	p'	p	p'
L	L	L	L	L	L	L	L	L	L	L	L							
0,50	0,420	0,350	0,260	0,240	0,085	0,041	- 0,020	0,020	0,300	0,240	0,160	0,100	-	-	-	-	-	-
1,00	75	68	55	420	150	094	054	036	56	460	330	240	-	0,10	-	0,02	-	0,15
1,50	1,00	94	85	80	190	142	095	067	78	65	51	340	-	30	-	03	-	30
2,00	1,25	1,17	1,10	1,04	231	184	137	089	1,05	87	75	50	-	40	-	05	-	40
2,50	1,48	1,41	1,34	1,28	270	229	176	113	1,40	1,18	1,10	76	-	49	-	08	-	1,00
3,00	1,73	1,66	1,59	1,53	315	271	214	145	1,86	1,62	1,50	1,31	-	1,00	-	15	-	1,70
4,00	2,20	2,14	2,08	2,00	0,400	0,351	0,292	0,210	2,42	2,24	2,08	1,97	-	3,30	-	0,39	-	3,80
5,00	2,54	2,50	2,46	2,42	463	416	357	274	2,80	2,64	2,47	2,40	0	6,61	-	0,73	0	6,60
6,00	2,76	2,72	2,66	2,62	52	473	410	326	3,08	2,93	2,75	2,70	0,30	11,20	0,02	1,21	0,50	10,90
7,00	2,88	2,84	2,76	2,75	57	52	457	377	3,30	3,15	2,97	2,90	1,10	16,80	08	1,84	1,40	16,60
8,00	2,94	2,91	2,84	2,80	61	56	494	422	3,46	3,32	3,14	3,06	2,20	23,30	16	2,58	2,50	22,90
9,00	2,98	2,94	2,86	2,82	65	60	53	461	3,58	3,46	3,26	3,18	3,70	30,80	27	3,41	3,80	29,40
10,00	2,98	2,94	2,85	2,82	0,67	0,55	0,56	0,50	3,66	3,54	3,34	3,24	5,14	37,81	0,38	4,33	5,32	36,75

