



Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas
Departamento de Engenharia Civil
Graduação em Engenharia Civil



Gabriel Felipe Oliveira Generoso Cotta

**DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PRINCIPAIS DA
SUPERESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO DE PONTE
RODOVIÁRIA URBANA EM OURO PRETO - MG**

Ouro Preto

2026

Gabriel Felipe Oliveira Generoso Cotta

Dimensionamento das vigas principais da superestrutura
em concreto armado de ponte rodoviária urbana em
Ouro Preto – MG

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal de Ouro Preto
como requisito parcial para obtenção do
título de Bacharelado em Engenharia Civil.

Orientador: D.Sc. Geraldo D. de Paula

Coorientador: D.Sc. Danilo Luiz S. Mapa

Ouro Preto

2026

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

C846d Cotta, Gabriel Felipe Oliveira Generoso.

Dimensionamento das vigas principais da superestrutura em concreto armado de ponte rodoviária urbana em Ouro Preto - MG. [manuscrito] / Gabriel Felipe Oliveira Generoso Cotta. - 2026.

120 f.: il.: color., gráf., tab., mapa.

Orientador: Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula.

Coorientador: Prof. Dr. Danilo Luiz Santana Mapa.

Monografia (Bacharelado). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Graduação em Engenharia Civil .

1. Rodovias - Pontes - Ponte rodoviária TB-240. 2. Normas técnicas (Engenharia) - NBR 7188. 3. Concreto armado. 4. Ouro Preto (MG). 5. Superestrutura como material. 6. Engenharia de estruturas - Análise dimensional. 7. Eberick (Software). I. Paula, Geraldo Donizetti de. II. Mapa, Danilo Luiz Santana. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB-1716



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
REITORIA
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



FOLHA DE APROVAÇÃO

Gabriel Felipe Oliveira Generoso Cotta

Dimensionamento das vigas principais da superestrutura em concreto armado de ponte rodoviária urbana em Ouro Preto - MG

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil

Aprovada em 17 de julho de 2026

Membros da banca

Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula - Orientador - Universidade Federal de Ouro Preto
Prof. Dr. Danilo Luiz Santana Mapa - Coorientador - Centro Universitário Santa Rita
Profa. Dra. Dalilah Pires Maximiano - Universidade Federal de São João del-Rei

O professor Geraldo Donizetti de Paula, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 28/07/2026



Documento assinado eletronicamente por **Geraldo Donizetti de Paula, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 29/07/2026, às 19:22, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1149587** e o código CRC **F592E004**.

Referência: Caso responda este documento, indicar expressamente o Processo nº 23109.008477/2026-78

SEI nº 1149587

R. Diogo de Vasconcelos, 122, - Bairro Pilar Ouro Preto/MG, CEP 35402-163
Telefone: 3135591546 - www.ufop.br

Dedico este trabalho a todos os colegas que dividem a vida acadêmica com a rotina de trabalho e que, assim como eu, encontraram na perseverança o caminho para a conclusão deste curso.

AGRADECIMENTOS

À Deus, pelo dom da vida e da oportunidade de viver.

Ao meu pai, Antônio, meu maior exemplo de vida e inspiração acadêmica, que sempre está ao meu lado e me apoia em todos os aspectos, que sempre me motiva a ser melhor do que ontem, que me ensinou o dom da positividade e que me concedeu toda a estrutura para cursar uma universidade federal sem preocupações.

À minha mãe, Elizabeth, meu maior exemplo de força e fé, que sempre está ao meu lado e me faz companhia em todos os momentos, que sempre fez de tudo para que tivéssemos uma estrutura familiar maravilhosa, que sempre acreditou em mim e que me mostra, todos os dias, a maneira de me portar perante o mundo.

Aos meus irmãos, Lucas e Matheus, por serem meus maiores companheiros de vida, que sempre me motivam a ser melhor, que estão presentes em todos os momentos, que compartilham comigo a vida acadêmica, a rotina de trabalho e o ciclo social e que me fazem acreditar no poder da força familiar.

À minha namorada, Thayná, que me motiva desde o princípio dos meus estudos para o ENEM, que sempre está ao meu lado, que sempre manteve o sonho da graduação vivo em mim, que é minha companheira de todos os dias, que me apoia em todas as minhas ideias, que sempre fez de tudo para me ajudar e que me motiva a ser melhor em tudo aquilo que posso.

Ao meu avô Jésus, por ser o meu maior exemplo de força e vitalidade, que me inspira no que tange ao amor e carinho familiar, que é meu exemplo de hombridade e compromisso com o trabalho.

À minha avó Luiza, por ser o meu exemplo de cuidado familiar, que sempre me ensinou sobre as questões da vida, por todo o seu carinho e por todas as memórias que cativamos juntos.

Ao professor Guilherme Brigolini, por me fazer reacreditar no meu potencial e no quanto aprecio a Engenharia Civil em meio a momentos turbulentos na graduação.

À professora Ana Castro, por me auxiliar a concluir uma das etapas de maior dificuldade dentro da minha graduação.

Ao professor Geraldo Donizetti por ter aceitado o desafio de ser o meu orientador e por ter acreditado em mim.

Ao professor Danilo Mapa, por toda a paciência e entendimento ao longo do processo de desenvolvimento do TCC e por toda a orientação repassada para que a conclusão deste trabalho e deste curso se tornasse possível.

Ao Miguel Lima pela orientação profissional e pelo auxílio na utilização das tecnologias necessárias para a realização deste.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo de viabilidade técnica para a implantação de uma ponte rodoviária urbana em concreto armado visando a interligação entre os bairros Lagoa e Santa Cruz, no município de Ouro Preto – MG. Dessa forma, o estudo justifica-se pela crescente demanda por infraestrutura de transporte e otimização do fluxo viário na região, intensificada pelo desenvolvimento de novos conjuntos habitacionais. Além disso, o estudo busca realizar uma análise comparativa do dimensionamento de vigas principais da superestrutura através de dois métodos distintos: a modelagem e pré-dimensionamento por intermédio do software *Ftool* e a modelagem e dimensionamento mediante adaptação no software *Eberick*, ambas feitas a partir das solicitações dos carregamentos estáticos e móveis, conforme preconizado pela norma NBR 7188 (ABNT, 2024). Efetivamente, a metodologia envolveu a caracterização do local, a concepção geométrica do sistema estrutural, a avaliação de envoltórias de esforços solicitantes e o cálculo para obtenção das áreas de armaduras de aço necessárias aos elementos estruturais. Por fim, os resultados permitiram validar o dimensionamento da estrutura frente as solicitações de cargas permanentes e móveis, de modo a ratificar que a solução em concreto armado é técnica e estruturalmente viável para solucionar a problemática identificada. Conclui-se, portanto, que a implantação da ponte representa uma solução eficiente para a mitigação de gargalos logísticos do tráfego local, de modo a proporcionar maior fluidez e segurança ao tráfego urbano de Ouro Preto.

Palavras-chaves: Ponte rodoviária TB-240, NBR 7188, concreto armado, Ouro Preto – MG, superestrutura, dimensionamento estrutural, *Eberick*.

ABSTRACT

This work presents a technical feasibility study for the implementation of an urban reinforced concrete road bridge aimed at interconnecting the Lagoa and Santa Cruz neighborhoods in the municipality of Ouro Preto – MG. Thus, the study is justified by the growing demand for transportation infrastructure and the optimization of traffic flow in the region, intensified by the development of new housing complexes. Furthermore, the study seeks to perform a comparative analysis of the design of the superstructure's main girders through two distinct methods: modeling and pre-design using the Ftool software, and modeling and design through adaptation in the Eberick software, both carried out based on static and moving load demands, as recommended by the NBR 7188 standard (ABNT, 2024). Effectively, the methodology involved site characterization, geometric design of the structural system, evaluation of internal force envelopes, and calculations to obtain the required steel reinforcement areas for the structural elements. Finally, the results validated the structural design against permanent and moving loads, confirming that the reinforced concrete solution is technically and structurally feasible to solve the identified problem. It is concluded, therefore, that the implementation of the bridge represents an efficient solution for mitigating local traffic logistics bottlenecks, providing greater fluidity and safety to the urban traffic of Ouro Preto.

Keywords: TB-240 road bridge, NBR 7188, reinforced concrete, Ouro Preto – MG, superstructure, structural design, Eberick.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Elementos constituintes de uma ponte	5
Figura 2 - Ponte em viga	6
Figura 3 - Tipos de pontes de acordo com o desenvolvimento planialtimétrico	7
Figura 4 - Tipos de pontes de acordo com o desenvolvimento altimétrico	8
Figura 5 - Exemplo de ponte basculante	9
Figura 6 - Exemplos de seções transversais em pontes	11
Figura 7 - Disposição das cargas estáticas	16
Figura 8 - Diagrama de deformações dos domínios 2, 3 e 4 para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa.....	34
Figura 9 - Seção transversal de uma viga submetida à flexão simples	36
Figura 10 - Distribuição de tensões de compressão segundo os diagramas parábola-retângulo e retangular simplificado.....	38
Figura 11 - Curso d'água que divide os bairros em Ouro Preto	46
Figura 12 - Distância de uma margem à outra do Ribeirão do Funil	47
Figura 13 - Registro in loco do ponto sugerido para implantação da ponte	48
Figura 14 - Rota de acesso do bairro Santa Cruz a partir do bairro Lagoa	49
Figura 15 - Local sugerido para implantação da ponte de concreto armado.....	50
Figura 16 - Rota sugerida a partir da implantação da ponte de concreto armado.....	51
Figura 17 - Detalhe do esquema de grelha proposto para a ponte	52
Figura 18 - Seção transversal sugerida para a ponte.....	53
Figura 19 - Corte longitudinal sugerido para a ponte	54
Figura 20 - Vista superior do estrado da ponte	54
Figura 21 - Sistema estrutural das vigas principais do projeto	56
Figura 22 - Criação do parâmetro de material.....	57

Figura 23 - Definição das propriedades do material.....	59
Figura 24 - Definição do formato geométrico da seção transversal das vigas principais	59
Figura 25 - Definição das dimensões da seção transversal das vigas principais	60
Figura 26 - Divisão de áreas de influência para a VP1 = VP3.....	62
Figura 27 - Divisão de áreas de influência para a VP2	62
Figura 28 - Distribuição do carregamento longitudinal permanente para a VP1 = VP3	66
Figura 29 - Distribuição do carregamento longitudinal permanente para a VP2	66
Figura 30 - Veículo-tipo característico	69
Figura 31 - Estudo das reações de apoio através da aplicação de carga unitária	71
Figura 32 - Reação de apoio na Viga Principal 1 (VP1) oriunda da aplicação do veículo-tipo	76
Figura 33 - Reação de apoio na Viga Principal 1 (VP1) oriunda da aplicação do carregamento de multidão e passeio.	77
Figura 34 - Trem-tipo longitudinal para a Viga Principal 1 (VP1).....	77
Figura 35 - Aplicação da carga do veículo-tipo na seção transversal da ponte	78
Figura 36 - Aplicação da carga distribuída de multidão na seção transversal da ponte na faixa do trem-tipo.....	79
Figura 37 - Trem-tipo longitudinal para a Viga Principal 2 (VP2).....	79
Figura 38 - Trem-tipo longitudinal das Vigas Principais 1 e 3	80
Figura 39 - Envoltória de esforços cortantes para as Vigas Principais 1 e 3.....	81
Figura 40 - Envoltória de momentos fletores para as Vigas Principais 1 e 3	81
Figura 41 - Trem-tipo longitudinal da Viga Principal 2.....	82
Figura 42 - Envoltória de esforços cortantes para a Viga Principal 2	82

Figura 43 - Envoltória de momentos fletores para a Viga Principal 2.....	83
Figura 44 - Lançamento de pilares no Eberick.....	92
Figura 45 - Lançamento de vigas principais no Eberick	93
Figura 46 - Lançamento de vigas transversinas no Eberick.....	94
Figura 47 - Pilares, vigas longarinas e vigas transversinas lançadas no Eberick.....	95
Figura 48 - Representação 3D da estrutura lançada no Eberick.....	96
Figura 49 - Lançamento das lajes no Eberick	97
Figura 50 - Representação 3D do lançamento das lajes no Eberick.....	97
Figura 51 - Lançamento do carregamento oriundo do passeio no Eberick	99
Figura 52 - Lançamento do carregamento de guarda-corpos no Eberick	100
Figura 53 - Lançamento do carregamento da laje para análise da VP1/VP3 no Eberick	101
Figura 54 - Lançamento das cargas acidentais no Eberick para análise da VP1/VP3	102
Figura 55 - Retirada da carga acidental nos passeios para análise da VP2	103
Figura 56 - Posicionamento 1 da simulação da carga móvel	104
Figura 57 - Posicionamento 2 da simulação da carga móvel	104
Figura 58 - Posicionamento 3 da simulação da carga móvel	105
Figura 59 - Posicionamento 4 da simulação da carga móvel	106
Figura 60 - Reações de apoio devido ao carregamento oriundo das transversinas	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Peso específico aparente dos materiais de construção	15
Tabela 2 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente.....	24
Tabela 3 - Ações permanentes diretas agrupadas.....	25
Tabela 4 - Protensão, efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais	25
Tabela 5 - Ações variáveis consideradas separadamente	26
Tabela 6 - Ações variáveis consideradas conjuntamente (a)	27
Tabela 7 - Valores dos fatores de combinação e de redução para ações variáveis..	28
Tabela 8 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	29
Tabela 9 - Dimensões das peças de lajes.....	32
Tabela 10 - Dimensões mínimas para vigas	32
Tabela 11 - Classes de agressividade ambiental (CAA)	58
Tabela 12 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	58
Tabela 13 - Peso específico dos materiais utilizados no estudo	61
Tabela 14 - Áreas para cálculo das cargas permanentes	63
Tabela 15 - Cargas distribuídas atuantes nas vigas principais	64
Tabela 16 - Cargas concentradas atuantes na ponte.....	65
Tabela 17 - Reações de apoio nas seções entre 0,0 e 3,4 metros	72
Tabela 18 - Reações de apoio nas seções entre 3,5 e 6,8 metros	73
Tabela 19 - Reações de apoio nas seções entre 6,9 e 10,0 metros	74
Tabela 20 - Momentos fletores e esforços cortantes máximos positivos e máximos negativos - Vigas Principais	83
Tabela 21 - Relação de aço para as Vigas Principais pelo dimensionamento no F_{tool}	110

Tabela 22 - Relação de aço para as Vigas Principais pelo dimensionamento no <i>Eberick</i>	110
Tabela 23 - Relação de volume de material dos elementos da ponte.....	111
Tabela 24 - Relação quantitativa de peso dos elementos da ponte	112

SUMÁRIO

1	Introdução	1
1.1	Objetivo Geral	3
1.1.1	Objetivos Específicos	3
2	Revisão Bibliográfica.....	4
2.1	ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UMA PONTE.....	4
2.2	TIPOS E CLASSIFICAÇÕES DE PONTES	6
2.2.1	Classificação quanto ao material construtivo	6
2.2.2	Classificação quanto aos sistemas estruturais.....	6
2.2.3	Classificação quanto à finalidade	7
2.2.4	Classificação quanto à geometria	7
2.2.5	Classificação quanto à mobilidade ou fixação do estrado.....	9
2.3	ELEMENTOS COMPONENTES DE UM PROJETO DE PONTES.....	9
2.3.1	Elementos Geométricos	10
2.3.2	Elementos topográficos	11
2.3.3	Elementos geotécnicos	11
2.3.4	Elementos hidrológicos	12
2.3.5	Elementos normativos.....	12
2.4	CARREGAMENTOS DAS PONTES	13
2.4.1	Carga Permanente	14
2.4.2	Cargas Móveis	16
2.4.3	Coeficientes de ponderação das ações verticais	18
2.4.4	Ações verticais nos passeios	19

2.5	DIMENSIONAMENTO DAS PONTES	20
2.5.1	Estado limite último	20
2.5.2	Estado limite de serviço	29
2.5.3	Dimensões mínimas construtivas das peças de superestruturas.....	31
2.5.4	Solicitações do vigamento principal	32
3	Metodologia	46
3.1	ESTUDO DE CASO: Interligação Viária em Ouro Preto.....	46
3.1.1	Caracterização do local.....	46
3.1.2	Caracterização da problemática.....	49
3.1.3	Solução sugerida.....	49
3.2	Concepção geométrica e estrutural da ponte	52
3.2.1	Infraestrutura e mesoestrutura	55
3.2.2	Modelagem computacional e análise estrutural	55
4	Resultados	107
4.1	Resultados do pré-dimensionamento no <i>Ftool</i>	107
4.2	Resultados do dimensionamento no <i>Eberick</i>	110
4.3	Resultados gerais	111
5	Conclusão	114
5.1	Considerações finais.....	114
5.2	Sugestões para futuros trabalhos	115
	Referências.....	116
	Apêndice A – Análise de carregamento oriundo das vigas transversinas.....	120

1 INTRODUÇÃO

A necessidade intrínseca de movimentar-se dos seres humanos existe desde os primórdios da civilização, além disso, de acordo com Villamar (2017, p. 7, *apud* Livi, 2010) a capacidade de deslocar-se do ser humano é uma característica que define, não só a humanidade, mas também o método de constituição do meio em que esta está inserida. Dessa forma, a conquista e o uso territorial devem ser entendidos como uma relação de exploração do ambiente em que os seres humanos estão inseridos, em busca de granjear recursos para a própria existência (Filho, 2022, p. 45). Ainda segundo Feldman-Bianco (2020, p. 3, *apud* Quijano, 2000) entende-se que tal deslocamento humano atrelado à expansão territorial fundamenta o desenvolvimento socioeconômico das civilizações.

Nesse sentido, a construção de pontes surge como uma resposta à demanda humana de vencer desafios e obstáculos naturais em busca de alcançar a conquista territorial e consequentemente o desenvolvimento econômico (Valeriano, 2021). Historicamente, as construções de pontes acompanharam a evolução da humanidade no tocante ao desenvolvimento construtivo (Clemente, 2025), desde a composição de travessias com arcos de pedras no período romano até a hodiernidade, com o avanço tecnológico de métodos construtivos e a utilização de estruturas em metal, madeira e concreto armado projetadas para atender às variadas demandas de cargas. Em adição, busca-se, mediante este trabalho, elencar as construções de pontes em concreto armado como solução para a ligação entre dois bairros da cidade de Ouro Preto.

A cidade de Ouro Preto é fruto do povoamento oriundo das correntes migratórias portuguesas em busca da extração aurífera. De acordo com Guedes (2010, p.104) a região, ora nomeada Vila Rica, era um dos principais polos de produção de ouro do Brasil no início do século XVII, porém, as técnicas primitivas de extração e a precariedade de investimentos em melhorias nas minas de exploração perante o cenário de abundância do metal no mercado internacional culminaram na decadência da extração de ouro na região. Com a redução das cifras provenientes da extração do ouro, a cidade perdeu parte do seu quantitativo populacional e, consequentemente,

enfrentou um período de abandono de moradias e descuido com a infraestrutura do município (Castro, 2013). Entretanto, ao longo do século XIX, o advento de novas atividades extrativas junto à impulsão de atividades comerciais favorecidas pelas rotas que cortam a localidade, resultou em melhorias significativas no cenário ouro-pretano. Ainda segundo Castro (2013), o avanço no desenvolvimento da região torna-se ainda maior a partir do movimento preservacionista, que buscou valorizar os aspectos culturais, arquitetônicos e históricos da cidade frente às correntes modernistas da época, criando-se o alicerce para a importância desta para a história nacional e, igualmente, para o progresso de uma das principais atividades econômicas do município no mundo contemporâneo: o turismo histórico.

O crescimento das principais atividades comerciais de um município implica, necessariamente, na demanda por uma infraestrutura que atenda às necessidades da população que usufrui do acréscimo de oferta de emprego. Neste contexto, insere-se que a construção do Residencial Efigênia Carabina, conjunto habitacional proposto pela prefeitura municipal de Ouro Preto que contará com 88 apartamentos e será voltado à habitação popular (Coelho, 2026) enseja em um aumento no tráfego de pessoas e mercadorias na região, de modo que urge a necessidade de viabilizar a distribuição do fluxo por vias além das convencionais já construídas. Em virtude do retromencionado, estuda-se, neste trabalho, a viabilidade técnica da construção de uma ponte rodoviária urbana em concreto armado para a ligação do bairro em que será localizado o residencial e o bairro vizinho por intermédio da travessia do Rio do Carmo.

Efetivamente, a concepção de pontes demanda materiais que atendam às solicitações de cargas, neste estudo destaca-se o concreto armado, um sistema construtivo formado a partir da homogeneização da composição entre cimento, água, areia e brita em conformidade com as barras de aço que compõem a estrutura resistente à tração do conjunto (Bastos, 2023). Com o avanço da Revolução Industrial e a inerente necessidade de materiais que desempenham um maior suporte às altas cargas oriundas de máquinas pesadas de maneira eficiente e mais resistente (Belarmino *et.al*, 2008) o concreto difundiu-se pelo Brasil, tornando-se um sistema

construtivo completamente incorporado à realidade da construção civil brasileira (Santos, 2008).

O estudo comparativo será conduzido mediante a utilização de conhecimentos técnicos e teóricos a respeito da construção de pontes em concreto armado e os cálculos e análises pertinentes serão realizados utilizando *softwares* de engenharia incorporados no mercado como o *Ftool* e o *AltoQi Eberick*, de modo a obter resultados que ratifiquem ou não a viabilidade técnica da construção da ponte que ligará os bairros supracitados.

1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é comparar os resultados de duas metodologias de dimensionamento das vigas principais de uma ponte rodoviária urbana construída em concreto armado visando a ligação entre dois bairros do município de Ouro Preto, Minas Gerais.

1.1.1 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho foram:

- Identificar o local pretendido para a construção da ponte e analisar as características geográficas e socioeconômicas que englobam a região e identificar o tráfego previsto;
- Levantar os critérios normativos aplicáveis ao projeto de pontes rodoviárias em concreto armado.
- Definir as características geométricas e estruturais da ponte objeto deste estudo
- Calcular as ações permanentes e variáveis atuantes na superestrutura da ponte
- Realizar a análise estrutural e a obtenção dos esforços solicitantes mediante os *softwares Ftool e Eberick*
- Avaliar e comparar os resultados obtidos

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UMA PONTE

Na engenharia civil, tem-se a definição de que as pontes são obras destinadas a vencer os obstáculos naturais hídricos que impedem a continuidade de uma determinada via, como por exemplo, córregos, rios e afins (Pfeil, 1979). Conforme retromencionado, essas estruturas construtivas refletem o desenvolvimento do conhecimento técnico e dos materiais de construção ao longo da história. Desse modo, a partir dos avanços conquistados, tornou-se possível a identificação precisa das partes componentes deste sistema e suas respectivas atuações no processo de suporte de carregamentos móveis e estáveis, ainda conforme Pfeil (1979), as pontes podem, em sua maioria, serem divididas em três partes principais: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.

A infraestrutura pode ser entendida como a fundação de uma ponte, visto que é a parte do sistema responsável por transmitir ao terreno em cujo a obra está implantada os esforços advindos da mesoestrutura. Ademais, entende-se que a infraestrutura é, igualmente, responsável pela fixação de todo o conjunto no solo, sendo esta constituída por blocos, sapatas, estacas e outros elementos típicos de fundações (Pfeil, 1979).

Em sequência, tem-se a mesoestrutura, constituída pelos pilares responsáveis por receberem os esforços provenientes dos carregamentos de forças solicitantes como vento, movimentações hídricas e empuxos em adição aos carregamentos atuantes na superestrutura e, conseqüentemente, transmiti-los à infraestrutura (Pfeil, 1979).

No topo do conjunto construtivo denominado de ponte, encontra-se a parte da superestrutura que, composta por lajes, vigas principais e secundárias, é responsável por suportar diretamente os carregamentos móveis e estáveis atuantes na superfície da ponte e transferi-los às estruturas subjacentes (Pfeil, 1979). Nesse sentido, encontram-se também na superestrutura as transversinas, vigas transversais que

garantem maior rigidez à estrutura e que podem ser distinguidas pelo posicionamento: as de entrada (cortinas) estão posicionadas no início da ponte para contenção dos aterros; as de apoio, estão localizadas nos apoios e servem para o enrijecimento à torção das vigas principais e, por fim, as de meio de vão, que, conforme a própria nomenclatura, estão localizadas no meio do vão da ponte de modo a constituir uma grelha junto às vigas principais para uma melhor distribuição de cargas (Fernandes, A.; Correia, V; 2017). Em síntese, apresenta-se, na Figura 1 a seguir, os elementos constituintes de uma ponte retromencionados.

Figura 1 - Elementos constituintes de uma ponte

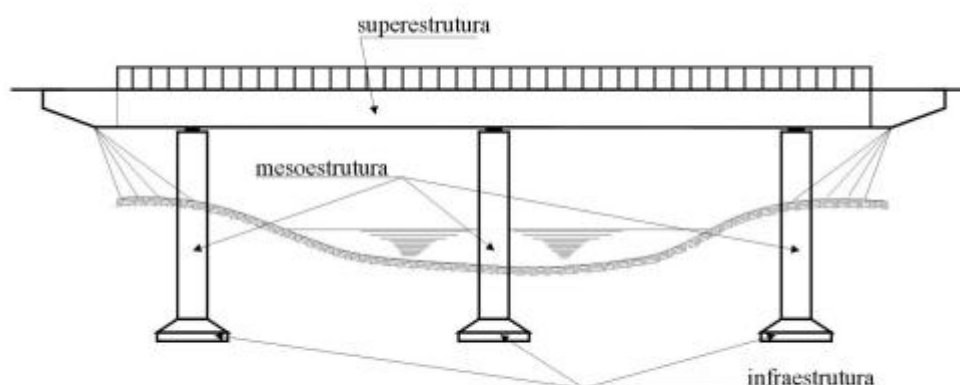


Fig. 1.1 Elementos componentes de uma ponte

Fonte: Vitório (2002, p.9).

Uma vez determinados os elementos constituintes de uma ponte, inicia-se o processo de classificação da estrutura de acordo com critérios pré-definidos, de modo a obter as informações necessárias para a execução da obra.

2.2 TIPOS E CLASSIFICAÇÕES DE PONTES

A classificação das pontes é um procedimento determinado pelo critério de análise adotado. Predominantemente, a categorização é estabelecida em função dos materiais construtivos, dos sistemas estruturais, das finalidades das pontes, das geometrias e da mobilidade ou fixidez do estrado (Pfeil, 1979; Marchetti, 2008).

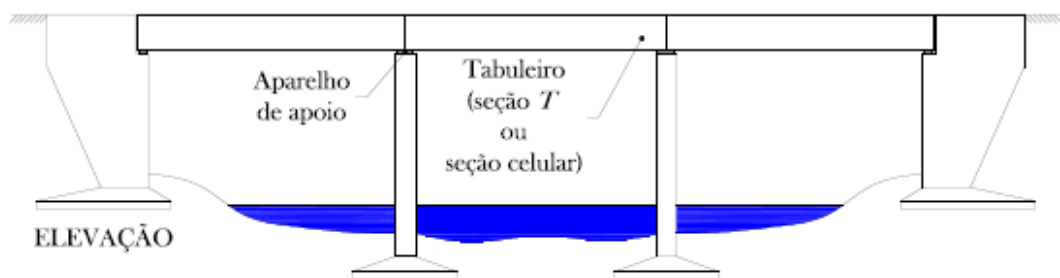
2.2.1 Classificação quanto ao material construtivo

Em relação aos materiais construtivos, as pontes podem ser construídas a partir de alvenaria, pedras, madeira, concreto armado normal ou protendido e estruturas de aço. Para o estudo deste trabalho, trataremos excepcionalmente das pontes construídas em concreto armado convencional.

2.2.2 Classificação quanto aos sistemas estruturais

No tocante ao sistema estrutural de uma determinada ponte, este pode ser em laje, em vigas retas de alma cheia, em vigas retas de treliça, em quadros rígidos, em arcos ou em abóbadas, além de suspensas e pênséis (estrutura em que o tabuleiro fica suspenso por cabos de aço verticais que sustentam o peso) (Pfeil, 1979; Marchetti, 2008). Assim, por se tratar de uma obra de pequeno porte, adotou-se o sistema estrutural de vigas retas de alma cheia, conforme mostra a Figura 2 a seguir.

Figura 2 - Ponte em viga



Fonte: Cavalcante (2019, p.8).

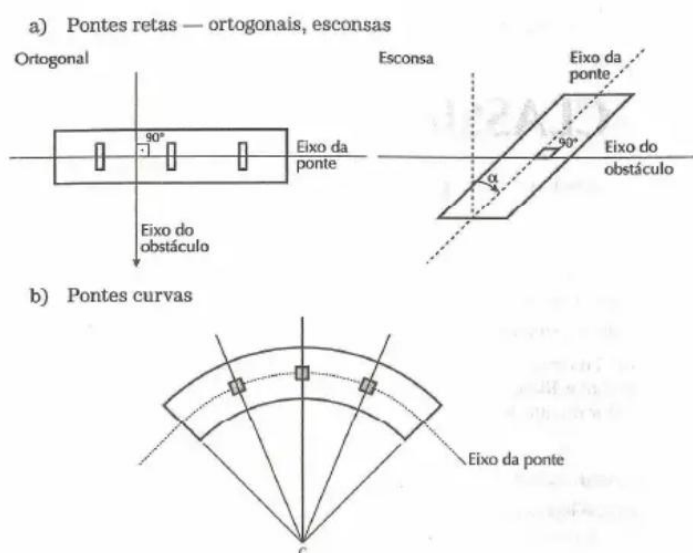
2.2.3 Classificação quanto à finalidade

Em termos de finalidade, tem-se a especificação das cargas que atuarão sobre a ponte, podendo ser pontes rodoviárias, ferroviárias, passarelas, aquedutos, aeroviárias e pontes suportes. De acordo com o tema proposto, adotou-se a finalidade de acordo com a demanda típica para a travessia entre dois bairros de um município: ponte rodoviária.

2.2.4 Classificação quanto à geometria

A classificação de uma ponte de acordo com a sua geometria se subdivide em tópicos que relacionam o posicionamento da estrutura em vista de um determinado plano de análise. Por exemplo, a depender da posição do eixo da ponte visto em planta, pode-se ter uma ponte reta, curva ou esconsa, conforme demonstrado pela Figura 3 a seguir.

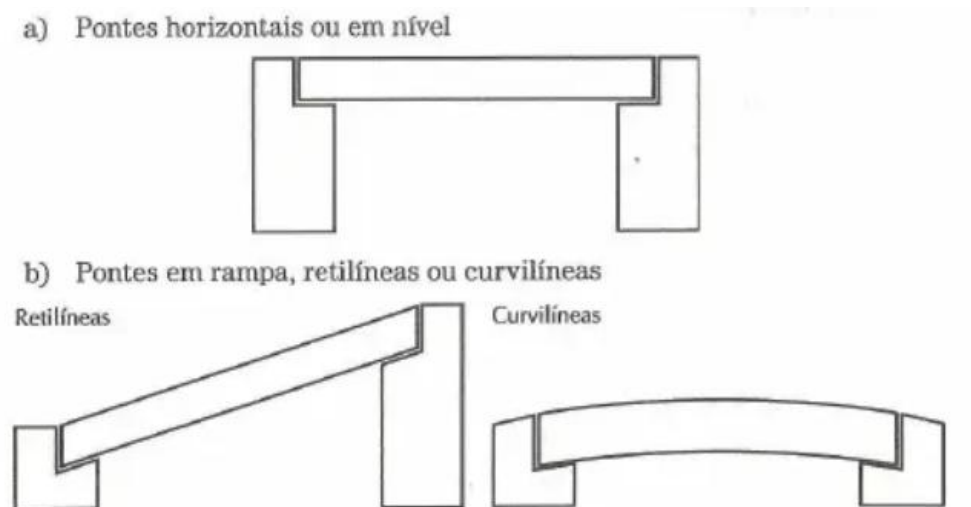
Figura 3 - Tipos de pontes de acordo com o desenvolvimento planialtimétrico



Fonte: Marchetti, (2008, p.4).

Do mesmo modo, ao analisar a estrutura por um plano vertical, é possível observar o desenvolvimento altimétrico da ponte, podendo ser horizontal ou em rampa (retilínea ou curvilínea) (Marchetti, 2008), conforme demonstrado pela Figura 4.

Figura 4 - Tipos de pontes de acordo com o desenvolvimento altimétrico

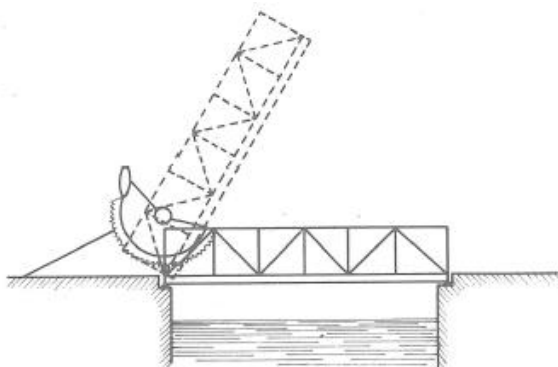


Fonte: Marchetti, (2008, p.4).

2.2.5 Classificação quanto à mobilidade ou fixação do estrado

No que tange à mobilidade ou fixação do estrado (tabuleiro) de uma ponte, a elevação deste em relação ao nível do gabarito de navegação do curso d'água sobre o qual faz-se a transposição não deve gerar obstrução. Portanto, faz-se necessário permitir a mobilidade do estrado de modo que permita a livre circulação de navegações conforme demonstra a Figura 5, sendo assim, este pode possuir dispositivos que permitam os movimentos de deslocamento horizontal, de translação, de rotação, de bascular e de girar sobre um eixo qualquer (Pfeil, 1979).

Figura 5 - Exemplo de ponte basculante



Fonte: Pfeil, (1979)

2.3 ELEMENTOS COMPONENTES DE UM PROJETO DE PONTES

A partir da classificação precisa de uma determinada ponte, tem-se então, todos os elementos que vão definir o processo de dimensionamento e o planejamento da obra. Em sequência, analisa-se o conjunto de processos geométricos, topográficos, geotécnicos e hidrológicos que envolvem a construção de uma ponte e, então, determina-se o conjunto de cargas que atuarão sobre a estrutura de acordo com a definição pré-estabelecida.

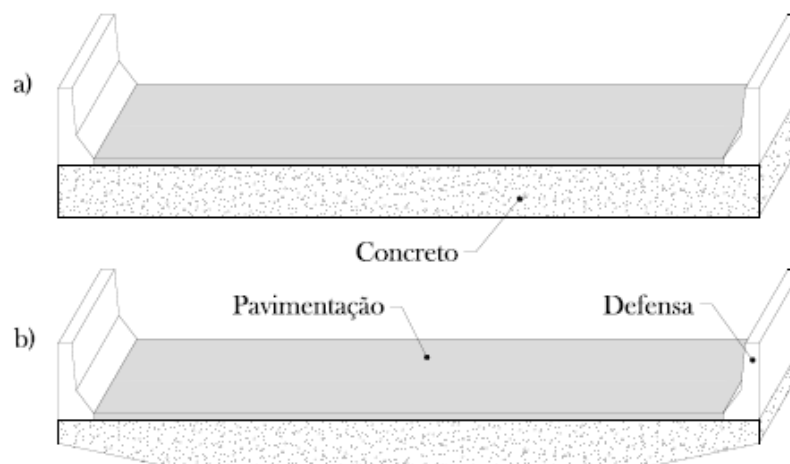
2.3.1 Elementos Geométricos

O dimensionamento de uma ponte passa por diversas etapas que antecedem os cálculos propriamente ditos. Dentre essas etapas, destaca-se a definição das características dos elementos geométricos que condicionam o projeto de uma ponte. Desse modo, faz-se necessária a definição concisa de cada um destes elementos, listados a seguir, segundo (Pfeil, 1979).

- a) Tramo de uma ponte - é a parte de sua superestrutura situada entre dois elementos sucessivos da mesoestrutura;
- b) Vão teórico do tramo - é a distância entre os centros de dois apoios sucessivos;
- c) Vão livre do tramo - é a distância horizontal entre dois pilares;
- d) Altura de construção de uma ponte - é a distância vertical do ponto mais alto do tabuleiro e o ponto mais baixo da superestrutura;
- e) Altura livre abaixo de uma ponte - é a distância vertical entre o ponto mais baixo da superestrutura e o ponto mais alto do obstáculo transposto pela ponte, sendo este segundo ponto considerado o nível da altura máxima em caso de enchente para transposições de rios.

Além do supracitado, é imprescindível a determinação da largura da ponte de acordo com a sua finalidade para que seja possível atender à demanda de projeto. Ainda segundo Pfeil (1979), tanto pontes urbanas como pontes rurais devem adotar seções transversais que permitam a continuidade geométrica das vias ligadas pela estrutura, de modo que não haja redução na carga de fluxo destas. A Figura 6 a seguir retrata alguns exemplos de seções transversais aplicadas em pontes.

Figura 6 - Exemplos de seções transversais em pontes



a) Seção transversal sem balanço

b) Seção transversal com balanço

Fonte: Cavalcante (2019, p.22).

2.3.2 Elementos topográficos

Para o estabelecimento de um projeto que se adeque às condições naturais do local de implantação da obra, faz-se também necessário o estudo topográfico do terreno de modo a obter, precisamente, todas as informações a respeito do greide da via e pré-determinar a altura livre da ponte objeto do projeto.

2.3.3 Elementos geotécnicos

De mesmo modo, o estudo geotécnico do terreno em que será implantada a ponte é, também, de extrema importância, uma vez que obter uma definição precisa a respeito das camadas constituintes do subsolo e, igualmente, a resistência admissível destas, permite um melhor dimensionamento da infraestrutura e de seus respectivos elementos componentes.

2.3.4 Elementos hidrológicos

Em sequência, o estudo dos aspectos hidrológicos é importante para o dimensionamento adequado da ponte, especialmente quando se trata da transposição de cursos d'água. Entende-se que este estudo deve fornecer dados sobre a cota máxima de enchente do corpo hídrico, a velocidade média e a direção da correnteza, a área de vazão e as possíveis variações no leito do rio, de modo a garantir, de acordo com Pfeil (1979), que a altura livre da ponte seja suficiente e que a infraestrutura esteja protegida contra a erosão e a força da água.

2.3.5 Elementos normativos

Para assegurar a segurança, o desempenho em serviço e a durabilidade da estrutura, o projeto e a construção de pontes no Brasil devem seguir rigorosamente as normas técnicas estabelecidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). As principais normas que regem o projeto estrutural de pontes, incluem:

- **ABNT NBR 16694:2020 Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto**
- **ABNT NBR 8800:2024 Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mistas aço concreto**
- **ABNT NBR 14885:2016 Segurança no tráfego - Barreiras de concreto**
- **ABNT NBR 17245:2025 Ações devido ao tráfego de veículos ferroviários e metroferroviários em pontes, viadutos e outras estruturas**
- **ABNT NBR 7187:2022 Projeto de Pontes, Viadutos e Passarelas de Concreto** - Foca no dimensionamento geral, materiais, durabilidade e métodos de cálculo para estruturas de concreto armado ou protendido.
- **ABNT NBR 7188:2024 Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres** - Define as cargas móveis (rodoviárias) que devem ser consideradas no dimensionamento, incluindo as classes de veículos e as respectivas distribuições de carga.

- **ABNT NBR 6118:2026 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento** - Estabelece os requisitos básicos para o projeto de estruturas de concreto armado e protendido.
- **ABNT NBR 6120:2019 Ações para o cálculo de estruturas de edificações**
- **ABNT NBR 6123:2025 Forças devidas ao vento em edificações** - Embora focada em edificações, seus princípios são aplicáveis para determinar as ações do vento sobre a superestrutura da ponte.
- **ABNT NBR 6122:2022 Projeto e execução de fundações**, essencial para o dimensionamento da infraestrutura com base nos estudos geotécnicos.
- **ABNT NBR 8681:2025 Ações e segurança nas estruturas — Procedimento**, utilizada para determinar os coeficientes de segurança e as combinações de ações adequadas.
- **MANUAL DE PROJETO DE OBRAS-DE-ARTE ESPECIAIS – DNER** (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem)

A conformidade do projeto e da execução da obra com essas normas é essencial para a validação técnica e para garantir que a ponte cumpra sua função de forma segura e eficiente ao longo de sua vida útil.

2.4 CARREGAMENTOS DAS PONTES

As pontes, como elementos estruturais, devem atender às solicitações de uma combinação de carregamentos que atuam sobre estas. Assim, o dimensionamento deve levar em consideração cada uma das hipóteses de carregamentos para que o conjunto estrutural suporte as solicitações e propicie o tráfego de maneira segura e confortável. Diante disso, Pfeil (1979) categoriza as solicitações atuantes de acordo com a natureza da qual advêm, como, por exemplo, a solicitação provocada pelo peso próprio da estrutura, tratada como carga permanente, uma vez que é uma característica inerente ao conjunto estrutural.

Ademais, além de suportar a carga proveniente dos materiais componentes da estrutura, as pontes estão, conforme cita Pfeil (1979), sujeitas às cargas denominadas úteis, aquelas cuja atuação é oriunda do peso dos veículos, que produzem impacto vertical devido ao acréscimo de carga, atrelado aos movimentos de frenagem e aceleração que, por sua vez, produzem esforços horizontais longitudinais na estrutura.

Não obstante, assim como qualquer obra exposta ao ar livre, as pontes ainda estão sujeitas às solicitações provenientes de elementos naturais e às intempéries. A atuação da pressão da água nos pilares em pontes sobre rios sujeitos a grandes enchentes, a força horizontal dos ventos nos pilares de grande estatura e no tabuleiro e o empuxo de terra produzidos pelos aterros que permitem a conexão da obra com a via existente são exemplos de solicitações que devem ser consideradas no momento de dimensionamento da estrutura. Além disso, a estrutura está, ainda, sujeita à deformações internas, condicionadas pela variação de temperatura do ambiente no qual está implantada e, do mesmo modo, pelas características intrínsecas do material componente como ocorre com a retração ou fluência do concreto, por exemplo.

Desse modo, segundo Pfeil (1979) a partir do desenvolvimento de estudos e experimentos, fixou-se, arbitrariamente, os valores a serem utilizados ao considerar o carregamento de cada uma das solicitações supracitadas, sendo os valores de carga permanente, essencialmente definidos pela NBR 6120 (ABNT, 2019) e, os valores de cargas móveis e demais cargas especiais definidas pela NBR 7188 (ABNT, 2024). Em síntese, descreve-se, a seguir, os principais tipos de carregamentos que serão analisados no estudo de caso objeto deste trabalho, tendo em vista a construção de uma ponte reta com estrutura de concreto armado.

2.4.1 Carga Permanente

De acordo com a ABNT (2019), deve-se calcular o peso próprio das estruturas por intermédio das dimensões nominais de um determinado elemento e, conseqüentemente, pelo valor médio do peso específico deste. Vale ressaltar que, conforme cita Pfeil (1979), a carga permanente em cálculos para dimensionamento

de pontes considera, além do peso próprio dos elementos da estrutura, o peso próprio de outros materiais que estejam sobre a ponte, como por exemplo guarda-corpos, pavimentação, postes e afins.

Assim, a partir da Tabela 1 extraída da NBR 6120 (ABNT, 2019), tem-se a definição do peso específico aparente dos materiais que devem ser utilizados nos cálculos para obtenção do valor da carga permanente atuante na estrutura.

Tabela 1 - Peso específico aparente dos materiais de construção

Material		Peso específico aparente kN/m³
3 Argamassas e concretos	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019, p. 9)

Vale ressaltar que, de acordo com Pires (2022), pode-se realizar o cálculo da carga permanente atuante nas vigas principais por intermédio da área de influência, isto é, a região da estrutura sobre a qual o carregamento atuante proporciona efeitos resistentes na viga. Assim, Pires (2022) determina que se deve considerar, para efeitos de cálculo, a área dos elementos atuantes no comprimento equivalente à metade da distância entre os eixos das vigas principais em análises entre vigas e o comprimento equivalente ao comprimento do balanço em análises referentes à vigas ligadas à balanços.

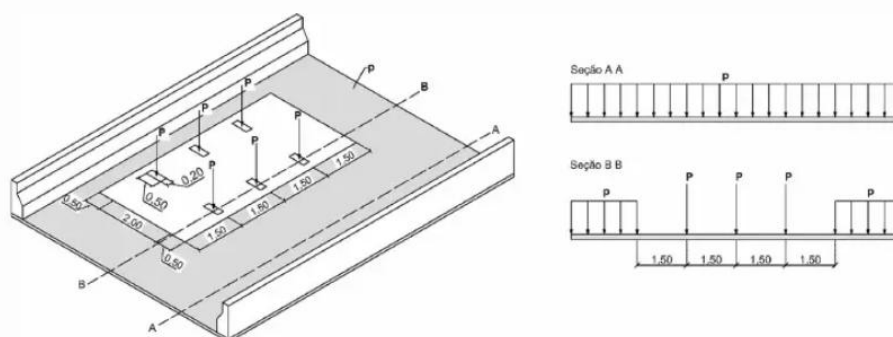
2.4.2 Cargas Móveis

A análise das cargas móveis, segundo Marchetti (2008), é feita mediante a utilização de um veículo de cálculo, com dimensões distintas dos veículos usuais, de modo a obter, de acordo com a posição em que este se encontra, o contexto de maior desfavor em termos de solicitações para a estrutura da ponte.

De acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2024), a carga móvel rodoviária padrão é constituída pelo veículo-tipo (TB-450) de 450 kN dividido em três eixos com afastamento entre si de 1,5 metros e seis rodas, sendo a carga P a carga concentrada aplicada no nível do pavimento de 75 kN. O veículo-tipo ocupa uma área de $18,0 \text{ m}^2$, sendo 3 metros de largura e 6 metros de comprimento. Ademais, na carga móvel rodoviária padrão, tem-se que, ao redor do veículo, atua uma carga uniformemente distribuída constante de valor $p = 5 \text{ kN/m}^2$.

Ainda segundo a NBR 7188 (ABNT, 2024), a carga móvel rodoviária, para estradas ou rodovias vicinais municipais deve ser, minimamente, igual ao TB-240, sendo esta definida por um veículo-tipo de 240 kN, com três eixos com afastamento entre si de 1,5 metros e seis rodas, sendo a carga P a carga concentrada aplicada no nível do pavimento de 40 kN, com área de ocupação também de $18,0 \text{ m}^2$ e, igualmente, com a atuação de uma carga uniformemente distribuída constante de valor $p = 4 \text{ kN/m}^2$ ao redor do veículo conforme mostra a Figura 7.

Figura 7 - Disposição das cargas estáticas



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024, p.3).

A partir da definição das cargas móveis rodoviárias P e p , tem-se, então, a definição dos valores característicos das cargas aplicadas ponderadas pelos coeficientes: CIV (Coeficiente de Impacto Vertical), CNF (Coeficiente de Número de Faixas) e CIA (Coeficiente de Impacto Adicional).

Dessa forma, a normativa define que a carga concentrada ponderada Q e a carga distribuída ponderada q devem, respectivamente, ser definidas pelas equações 1 e 2.

$$Q = P * CIV * CNF * CIA \quad (1)$$

Em que:

P = Carga concentrada aplicada no nível do pavimento

CIV = Coeficiente de Impacto Vertical

CNF = Coeficiente de Número de Faixas

CIA = Coeficiente de Impacto Adicional

$$q = p * CIV * CNF * CIA \quad (2)$$

Em que:

p = Carga distribuída aplicada no nível do pavimento ao redor do veículo-tipo

CIV = Coeficiente de Impacto Vertical

CNF = Coeficiente de Número de Faixas

CIA = Coeficiente de Impacto Adicional

Vale ressaltar, ainda, que a disposição da carga móvel na pista rodoviária deve ser a mais desfavorável possível para a estrutura, dentro dos limites de tráfego da via. A disposição da carga distribuída, por sua vez, independe das faixas rodoviárias e deve, igualmente, ser aplicada na posição de maior desfavorecimento à estrutura, de

modo a obter uma análise concisa a respeito do suporte do carregamento no pior dos cenários possível (ABNT NBR 7188, 2024).

2.4.3 Coeficientes de ponderação das ações verticais

2.4.3.1 Coeficiente de impacto vertical (CIV)

O coeficiente de ponderação de impacto vertical é uma majoração dos efeitos da carga móvel de modo a simular os esforços provenientes da movimentação de veículos no estrado da ponte (ABNT NBR 7188, 2024). Este coeficiente é dado, de acordo com o vão da estrutura, pelas equações 3 e 4.

$$CIV = 1,35, \text{ para estruturas com vão inferior a } 10,0 \text{ m} \quad (3)$$

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{(LIV + 50)} \right), \text{ para estruturas com vão entre } 10,0 \text{ m} \quad (4) \\ \text{e } 200,0 \text{ m.}$$

Em que LIV é o próprio vão para estruturas isostáticas, a média aritmética dos vãos para estruturas contínuas e o próprio comprimento do balanço para estruturas em balanço.

2.4.3.2 Coeficiente de número de faixas (CNF)

O coeficiente de ponderação de número de faixas visa estimar a probabilidade de a carga móvel ocupar as n faixas de uma determinada ponte, sendo dado pela equação 5.

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2), \text{ com } 0,9 \leq CNF \leq 1,0 \quad (5)$$

2.4.3.3 Coeficiente de impacto adicional (CIA)

O coeficiente de ponderação de impacto adicional visa majorar a carga móvel característica em razão das variações construtivas da pista de rolamento, que geram esforços extras na estrutura como um todo.

Ainda de acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2024), os esforços devem ser majorados para o dimensionamento de lajes e transversinas, quando ligadas à laje do tabuleiro, situadas a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, pelo coeficiente de impacto (CIA) dado por:

$$CIA = 1,25, \text{ para obras em concreto ou mistas} \quad (6)$$

$$CIA = 1,15, \text{ para obras em aço} \quad (7)$$

Entretanto, de acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2024) a majoração dos esforços das cargas móveis pelo coeficiente de impacto adicional deve ser realizada para o dimensionamento de lajes e transversinas e, para os demais elementos estruturais, deve-se considerar $CIA = 1,0$.

2.4.4 Ações verticais nos passeios

As ações verticais atuantes nos passeios devem, segundo a ABNT (2024), ser adotadas de acordo com a situação pretendida de cálculo, de modo que:

- a) seja uma carga uniformemente distribuída de 3 kN/m^2 na posição mais desfavorável concomitantemente à carga móvel rodoviária;

- b) seja uma carga uniformemente distribuída de 5 kN/m^2 , para verificação e dimensionamento dos elementos que suportam diretamente os passeios, como lajes, mão-francesas e transversinas.

2.5 DIMENSIONAMENTO DAS PONTES

O dimensionamento estrutural da ponte fundamenta-se em uma metodologia de cálculo alinhada com as normas técnicas brasileiras vigentes, com o objetivo de assegurar a estabilidade global e a segurança da infraestrutura. A análise escolhida para este estudo, em particular, considera a atuação de cargas permanentes, móveis e acidentais, e seus respectivos esforços no dimensionamento dos elementos estruturais que compõem uma ponte em viga simplesmente apoiada, detalhados posteriormente. Vale ressaltar que todo o processo de verificação é conduzido através da análise dos Estados Limites Últimos (ELU) e de Serviço (ELS), de forma que a estrutura apresente um desempenho satisfatório e, igualmente, condizente com a durabilidade prevista no projeto.

De acordo com Pfeil (1979), as cargas atuantes no conjunto estrutural da ponte produzem solicitações que possibilitam a análise, mediante as diversas combinações de ações, da maneira como a estrutura se comporta quando em utilização. Dessa forma, faz-se o dimensionamento das estruturas tendo em vista o comportamento destas diante de dois estados: o do colapso da estrutura e o de uma deformação excessiva.

2.5.1 Estado limite último

O estado limite último é, segundo Pfeil (1979), aquele em cujo materiais componentes de uma ponte de concreto armado (concreto e aço) são submetidos à tensões que se igualam às suas resistências características, isto é, a tensão atuante atinge o valor de tensão máximo que o elemento em estudo consegue suportar.

Além disso, o ELU é caracterizado, de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2025), por apresentar perda de equilíbrio global ou parcial da estrutura, ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais e instabilidade dinâmica. Assim, relaciona-se as solicitações à resistência interna dos elementos por meio da inequação 8.

$$R (0,85f_{ck}, f_{yk}) \geq \gamma_s \quad (8)$$

Em que R (resistência interna), expressa em função da resistência característica de projeto do concreto e do valor característico do limite de escoamento do aço, deve ser maior do que as solicitações apresentadas majoradas pelo coeficiente de segurança.

2.5.1.1 Combinações de cargas no estado limite último da norma NBR 8681:2025

As combinações últimas das ações, de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2025), podem ser normais, especiais ou de construção ou, ainda, excepcionais, obedecendo, respectivamente às expressões dadas pelas expressões 9, 10 e 11 a seguir.

a) combinações últimas normais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} * F_{Gj,k} + \gamma_q * [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} * F_{Qj,k}] \quad (9)$$

Em que:

$F_{Gj,k}$ = valor característico das ações permanentes

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação

$\psi_{0j} * F_{Qj,k}$ = valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis

De acordo com a ABNT (2025), define-se, ainda, que devem ser consideradas combinações em que as ações permanentes sejam favoráveis e desfavoráveis para a segurança em casos especiais.

b) combinações últimas especiais ou de construção

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} * F_{Gj,k} + \gamma_q * [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} * F_{Qj,k}] \quad (10)$$

Em que:

$F_{Gj,k}$ = valor característico das ações permanentes

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação

$\psi_{0j,ef}$ = fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir simultaneamente com a ação principal F_{Q1}

Ainda de acordo com a ABNT (2025), tem-se que $\psi_{0j,ef}$ será igual ao fator ψ_{0j} com exceção dos casos em que a ação principal F_{Q1} possua um tempo de atuação consideravelmente pequeno.

c) combinações últimas excepcionais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} * F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} * F_{Qj,k} \quad (11)$$

Em que:

$F_{Q,exc}$ = valor da ação transitória excepcional

2.5.1.2 Coeficientes de ponderação para as ações permanentes

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2025), os coeficientes de ponderação γ_g das ações permanentes visam majorar os valores das ações permanentes que contribuem desfavoravelmente para o funcionamento da estrutura e, em contrapartida, minoram os valores das ações cujos efeitos na estrutura contribuem para a resistência às solicitações sob as quais a estrutura sujeita. Dessa forma, busca-se obter o cenário mais desfavorável possível para que o dimensionamento seja realizado para resistir às combinações de cargas provenientes deste contexto. Em síntese, os coeficientes de ponderação devem ser tomados de acordo com a combinação, o tipo de ação e o efeito implicado na estrutura, a partir das Tabelas 2, 3 e 4 extraídas da NBR 8681 (ABNT, 2025).

Tabela 2 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas de aço e equipamentos	1,25	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas, de madeira e elementos construtivos industrializados(a)	1,30	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,00
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco (b)	1,40	1,00
	Elementos construtivos em geral (c)	1,50	1,00

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025, p.14)

Tabela 3 - Ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Efeito	
	Desfavorável	Favorável
Normal	1,35	1,0
Especial ou de construção	1,25	1,0
Excepcional	1,15	1,0

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025, p.14)

Tabela 4 - Protensão, efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais

Combinação	Protensão		Efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais	
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis	Favoráveis
Normal	$\gamma_p = 1,20$	$\gamma_p = 0,90$	$\gamma_\varepsilon = 1,20$	$\gamma_\varepsilon = 0$
Especial ou de construção	$\gamma_p = 1,20$	$\gamma_p = 0,90$	$\gamma_\varepsilon = 1,20$	$\gamma_\varepsilon = 0$
Excepcional	$\gamma_p = 1,20$	$\gamma_p = 0,90$	$\gamma_\varepsilon = 0$	$\gamma_\varepsilon = 0$

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025, p.15)

2.5.1.3 Coeficientes de ponderação para as ações variáveis

Os coeficientes de ponderação para as ações variáveis, por sua vez, são utilizados para majorar os valores referentes às ações variáveis que contribuem, desfavoravelmente, à segurança da estrutura (ABNT NBR 8681, 2025). Além disso, ações variáveis que contribuam para a segurança da estrutura (provocam efeitos favoráveis) devem ser desconsideradas nas combinações de ações e, as ações variáveis que possuam parcelas favoráveis e desfavoráveis devem ser consideradas como uma única ação conjunta. Em resumo, a definição dos coeficientes do tópico corrente deve ser realizada através das Tabelas 5 e 6 extraídas da NBR 8681 (ABNT, 2025).

Tabela 5 - Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas (a)	1,2
	Efeitos de temperatura devidos à variação térmica da atmosfera	1,2
	Ação do vento	1,4
	Demais ações e efeitos de temperatura gerados por equipamentos	1,5
Excepcional ou de construção	Ações truncadas (a)	1,1
	Efeitos de temperatura devidos à variação térmica da atmosfera	1,0

	Ação do vento	1,2
	Demais ações e efeitos de temperatura gerados por equipamentos	1,3
Excepcional	Ações e efeitos em geral	1,0
a) Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na Tabela 4 se aplica a esse valor limite.		

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025, p.15)

Tabela 6 - Ações variáveis consideradas conjuntamente (a)

Combinação	Coeficiente de ponderação
Normal	1,5
Especial ou de construção	1,3
Excepcional	1,0
a) Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na nesta Tabela se aplica a todas as ações, devendo ser consideradas também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso, permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalques de apoio e retração dos materiais, conforme a Tabela 3, e o efeito de temperatura, conforme a Tabela 4	

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025, p.16)

2.5.1.4 Coeficientes de ponderação para as ações excepcionais:

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2025), o coeficiente de ponderação para ações excepcionais deve ser adotado com o valor básico ($\gamma_{q,exc} = 1,0$) exceto em casos em que se tem a indicação expressa em norma do contrário.

2.5.1.5 Coeficientes dos fatores de combinação e redução

Os fatores de combinação ψ_0 e redução ψ_1, ψ_2 são indicados de acordo com a Tabela 7 obtida da NBR 8681 (ABNT, 2025), de acordo com a ação considerada.

Tabela 7 - Valores dos fatores de combinação e de redução para ações variáveis

Ações		ψ_0	ψ_1	ψ_2^c
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
	Pontes ferroviárias	1,0	1,0	0,6
	Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025, p.16)

2.5.1.6 Coeficientes de ponderação das resistências dos materiais

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 2025), tem-se que as resistências dos materiais devem ser minoradas pelos coeficientes de segurança obtidos através da Tabela 8 de acordo com a combinação adotada.

Tabela 8 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2025, p.71)

2.5.2 Estado limite de serviço

O estado limite de serviço, por sua vez, é definido de acordo com Pfeil (1979) como uma derivação do estado limite último e busca representar a resistência interna em função da tensão de cálculo, de modo a utilizar uma análise conservadora e adotar uma redução no valor da resistência interna ao dividir as tensões características pelos coeficientes de segurança de cada um dos materiais. De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 2025), o ELS representa: danos ligeiros ou localizados, deformações excessivas que afetem a utilização da estrutura ou seu aspecto estético e a vibração excessiva ou desconfortável.

Por conseguinte, tem-se a relação entre a resistência interna e as solicitações aplicadas definidas conforme a inequação 12.

$$R \left(\frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \geq \gamma_f * S \quad (12)$$

Em que

R = resistência interna

f_{ck} = tensão característica do concreto

γ_c = coeficiente de segurança do concreto

f_{yk} = tensão de escoamento do aço

γ_s = coeficiente de segurança do aço

γ_f = coeficiente de segurança

s = solicitações

2.5.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2025), nas combinações quase permanentes de serviço, as ações variáveis são tidas com seus valores quase permanentes, conforme demonstra a expressão 13.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (13)$$

2.5.2.2 Combinações frequentes de serviço

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2025), nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal é tomada com o seu valor frequente e as demais com valores quase-permanentes, conforme nota-se na expressão 14.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (14)$$

2.5.2.3 Combinações raras de serviço

As combinações raras de serviço têm em conta a ação variável principal tomada com seu valor característico e as demais ações tomadas com seus valores frequentes, assim como demonstrado pela expressão 15 a seguir.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (15)$$

2.5.2.4 Coeficientes de ponderação das resistências dos materiais

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2025), as resistências no estado limite de serviço não necessitam de minoração.

2.5.3 Dimensões mínimas construtivas das peças de superestruturas

De acordo com a NBR 7187 (ABNT, 2022), define-se valores mínimos para as dimensões construtivas dos elementos componentes da superestrutura de uma determinada ponte, conforme as Tabelas 9 e 10.

Tabela 9 - Dimensões das peças de lajes

Tipo de Laje	Classificação	Espessura (h)
Maciça	Destinada à passagem de tráfego rodoviário	$\geq 18 \text{ cm}$

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022, p.21)

Tabela 10 - Dimensões mínimas para vigas

Elemento	Classificação	Largura
Viga	Moldada in loco	$\geq 20 \text{ cm}$
Viga	Pré-moldada	$\geq 12 \text{ cm}$

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021, p.22)

A norma define, ainda, que a menor dimensão transversal dos pilares não deve ser inferior a 40 cm e nem a 1/25 de sua altura livre.

2.5.4 Solicitações do vigamento principal

Segundo Pfeil (1979), as solicitações dos momentos fletores e dos esforços cortantes calculadas na seção transversal das vigas principais traçam o caminho para o dimensionamento dos elementos, pois é a partir destas que se determina a resistência que a estrutura demanda para seu pleno funcionamento. Com isso, faz-se, em duas etapas, um cálculo aproximado para obter as solicitações sob as quais os elementos estruturais da ponte estão submetidos: primeiramente, posicionam-se as cargas móveis no estrado na cota de maior desfavor para a viga estudada de modo

a obter o trem-tipo da viga, em segunda instância, já em posse do trem-tipo calculado, verifica-se quais as posições mais desfavoráveis para as diversas seções da viga estudada com o intuito de identificar a solicitação mais desfavorável para a estrutura.

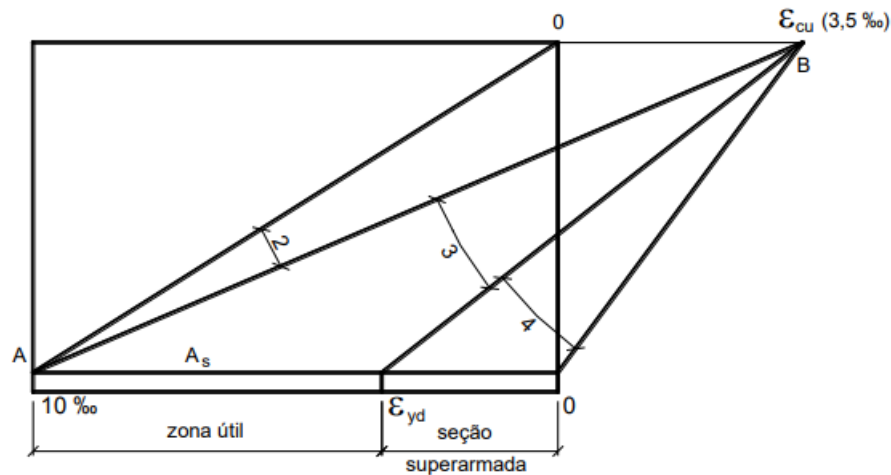
As vigas são definidas como elementos estruturais lineares, isto é, elementos em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal (Bastos, 2017). Em adição, esses elementos trabalham a transferência dos esforços provenientes das lajes e de seu peso próprio para os pilares e, conseqüentemente, para a fundação de um determinado pórtico estrutural (Carvalho; Filho, 2014).

O dimensionamento das vigas deve abranger uma análise que considere o comportamento conjunto dos materiais que compõem o elemento frente aos esforços solicitantes que atuam na estrutura. Dessa forma, entende-se que o material responsável por resistir aos esforços de compressão é o concreto enquanto o aço oferece alta resistência aos esforços de tração (Carvalho; Filho, 2014). Em virtude disso, busca-se equilibrar os esforços solicitantes e resistentes numa determinada seção mediante a definição dos dados característicos como a resistência à compressão do concreto, a altura útil da seção e o tipo de aço utilizado (Sena, 2022).

2.5.4.1 Dimensionamento à flexão simples

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2026), os materiais que compõem vigas de concreto armado submetidas à flexão simples estão sujeitos aos domínios de deformações 2, 3 ou 4 conforme explicita a Figura 8 a seguir.

Figura 8 - Diagrama de deformações dos domínios 2, 3 e 4 para concretos com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$



Fonte: Bastos (2023, p. 4 apud ABNT, 2026)

Dessa forma, Bastos (2023) traz a definição de cada um dos domínios de acordo com o modelo de deformação do conjunto dos elementos e, inclusive, de acordo com o modelo de ruptura de cada um destes:

a) Domínio 2:

De acordo com Bastos (2023), no domínio 2, dimensiona-se a armadura tracionada a partir da implementação da máxima tensão permitida para o aço, isto é, utiliza-se toda a capacidade de resistência à tração do aço. Em contrapartida, a deformação máxima estabelecida para o concreto neste domínio não atinge o limite de ruptura (Bastos, 2023), portanto, como o aço atinge o limite de deformação antes do concreto, tem-se, em caso de ruptura, a ocorrência de deformações visualmente perceptíveis de modo que estas funcionem como um aviso ao usuário de que a viga em questão apresenta problemas. Por fim, tem-se que o valor da linha neutra que separa o Domínio 2 do Domínio 3 é dado por $x/d = 0,26$.

b) Domínio 3:

No Domínio 3, por sua vez, o concreto trabalha em seu valor último de resistência enquanto a armadura tracionada trabalha em sua fase elástica (Bastos, 2023). Dessa forma, entende-se que tanto o concreto comprimido quanto o aço tracionado são aproveitados em totalidade de modo que, em caso de ruptura, devido às fissuras provenientes da deformação do aço, tenha-se, igualmente, o “aviso prévio” aos usuários. Em síntese, o valor da linha neutra no Domínio 3 deve estar entre 0,26 e 0,63.

c) Domínio 4:

Conforme Bastos (2023), no Domínio 4 tem-se a subutilização da capacidade resistente do aço, uma vez que o aço não atinge sua capacidade máxima de resistência e, portanto, não escoar. Dessa forma, tem-se o esmagamento do concreto e a ruptura ocorre de maneira frágil, isto é, o colapso ocorre sem a fissuração provocada pelo escoamento do aço.

Com base no supracitado, nota-se que as vigas devem ser projetadas à flexão simples nos domínios 2 ou 3, isto é, para que, em caso de ruptura do conjunto, esta ocorra pelo escoamento do aço e de forma não abrupta. Para tanto, tem-se, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2026) que a posição da linha neutra no estado limite último deve obedecer ao seguinte:

a) $x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;

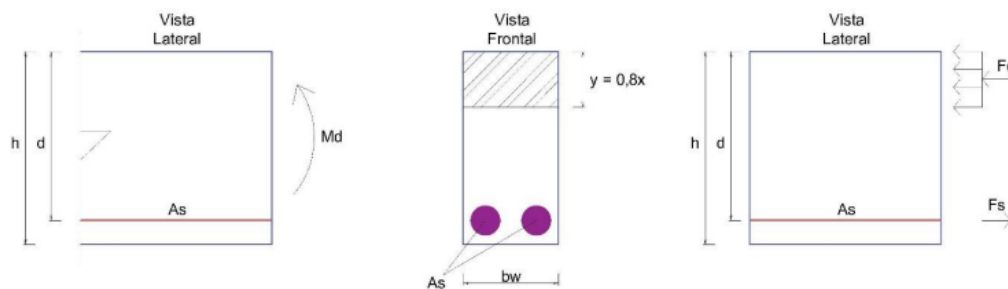
b) $x/d \leq 0,35$ para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa

Em que x é a profundidade da linha neutra, isto é, a medida da distância da fibra mais comprimida de uma seção transversal até o ponto em que as tensões e deformações são nulas, dividindo-se a área tracionada da área comprimida. E d , por sua vez, é a distância entre a fibra mais comprimida de uma seção transversal e o centro de gravidade da armadura longitudinal de tração (ABNT NBR 6118, 2026).

2.5.4.2 Momento máximo resistente na seção

A partir da análise do equilíbrio de esforços na seção transversal de uma viga submetida à flexão simples, conforme demonstra a Figura 9, pode-se deduzir as equações necessárias para o dimensionamento do elemento retromencionado (Sena, 2022).

Figura 9 - Seção transversal de uma viga submetida à flexão simples



Fonte: Sena apud Carvalho e Figueiredo Filho (2022, p.31).

Dessa forma, assume-se que no equilíbrio de esforços o somatório dos esforços resistentes aos esforços solicitantes deve ser nulo. Portanto, tem-se, pelas expressões 16 e 17, que:

$$F = 0 \therefore F_c = F_s \quad (16)$$

Em que:

F_c = força resistente do concreto

F_s = força solicitante

$$M = 0 \therefore M_{Rd} = M_{Sd} \quad (17)$$

Em que:

M_{Rd} = momento resistente de cálculo

M_{Sd} = momento solicitante de cálculo

Assim, ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2026), tem-se a definição das equações para a força de compressão no concreto 18 e para a força de tração no aço 19:

$$F_c = 0,85 * f_{cd} * b_w * y \quad (18)$$

Em que:

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto

b_w = largura da seção

y = altura da linha neutra equivalente (0,8*x)

$$F_s = A_s * f_{yd} \quad (19)$$

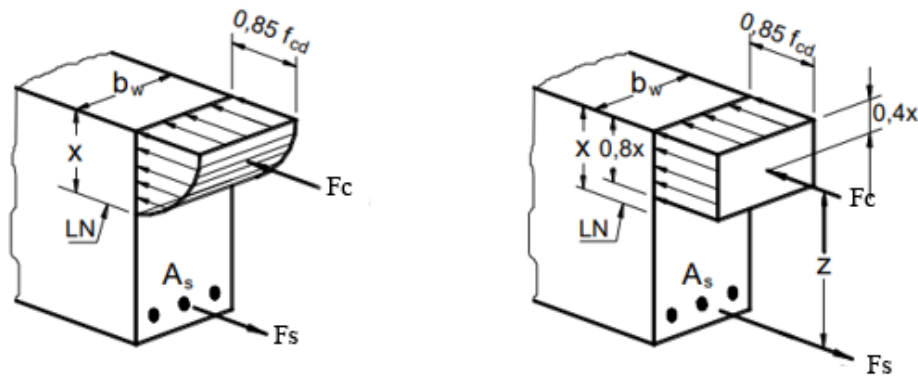
Em que:

f_{yd} = resistência de cálculo do aço

A_s = área da armadura longitudinal de tração.

As forças resistentes internas oriundas da compressão do concreto e pela tração da armadura de aço formam um binário de forças oposto ao momento fletor solicitante (Bastos, 2023). Assim, tem-se, conforme a Figura 10, a definição dos momentos fletores internos resistentes a partir da multiplicação da tensão (resistente à compressão, pelo concreto, e resistente à tração pelo aço) pelo braço de alavanca (z):

Figura 10 - Distribuição de tensões de compressão segundo os diagramas parábola-retângulo e retangular simplificado



Fonte: Adaptado de Bastos (2023, p.14).

Dessa forma, define-se que o somatório de momentos deve ser igual ao momento resistente e, a partir da aplicação da expressão 16 na expressão 17, o momento fletor interno resistente oriundo do concreto comprimido e o momento fletor interno resistente oriundo da armadura tracionada (Bastos, 2023) conforme as equações 20, 21 e 22, respectivamente.

$$\sum M = M_{Rd} \quad (20)$$

$$M_{Rd} = F_c * z \quad (21)$$

$$M_{Rd} = F_s * z \quad (22)$$

Por conseguinte, entende-se que a força resistente à compressão no concreto deve ser igual à força resistente à tração do aço, conforme a equação 23. Além disso, a partir da equação 18 tem-se a definição da posição da linha neutra por meio da equação 24 e, conseqüentemente, a determinação do domínio de deformação em que a viga se encontra, fator preponderante para a determinação da tensão na armadura tracionada (Bastos, 2023).

$$F_c = F_s \therefore F_c - F_s = 0 \quad (23)$$

$$0,85 * f_{cd} * b_w * (0,8x) - A_s * f_{yd} = 0 \therefore x = \frac{A_s * f_{yd}}{0,85 * f_{cd} * 0,8 * b_w} \quad (24)$$

Em sequência, a partir da definição de d, a distância da fibra mais comprimida até o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada (Bastos, 2023), tem-se, ao utilizar a análise do diagrama retangular simplificado demonstrada na Figura 10, que a tensão resistente de compressão do concreto é aplicada no centro da altura (y) do diagrama, portanto, tem-se a definição da altura z (braço de alavanca das tensões resistentes) a partir da equação 25.

$$z = d - (0,4 * x) \quad (25)$$

Dessa forma, tem-se como resultado ao aplicar o valor de z da equação 25 na equação 18, a equação 26.

$$M_{Rd} = (0,85 * f_{cd} * b_w * 0,8 * x) * (d - 0,4 * x) \quad (26)$$

Assim, ao substituir o x obtido na equação 24 na equação 26, obtém-se a equação geral de M_{Rd} , dada pela equação 27.

$$M_{Rd} = A_s * f_{yd} * (d - 0,4 * \frac{A_s * f_{yd}}{0,85 * f_{cd} * 0,8 * b_w}) \quad (27)$$

Além disso, com a associação das equações 19 e 22 torna-se possível realizar o cálculo da área de armadura longitudinal ao isolar A_s na equação 28.

$$F_s = A_s * f_{yd} \text{ e } F_s = \frac{M_{Rd}}{z} \therefore A_s = \frac{M_{Rd}}{f_{yd} * z} \quad (28)$$

2.5.4.3 Dimensionamento à força cortante

Os elementos estruturais lineares submetidos à uma determinada força cortante devem, normalmente, conter armadura transversal mínima mediante a utilização de estribos (ABNT NBR 6118, 2026). Para a determinação desta armadura transversal mínima, utiliza-se a equação 29 que representa a taxa geométrica de armadura transversal mínima.

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s * \text{sen} \alpha} \geq 0,2 * \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (29)$$

Em que:

A_{sw} = área de seção transversal dos estribos;

s = espaçamento dos estribos

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento linear

b_w = largura média da alma

f_{ywk} = resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração

Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2026), a resistência do elemento linear ao esforço cortante somente será considerada satisfatória ao ter-se verificado, simultaneamente, as condições 30 e 31 a seguir.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (30)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (31)$$

Em que:

V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$ = força cortante resistente de cálculo em que V_c é a força cortante absorvida por mecanismos complementares aos da treliça e V_{sw} é a parcela resistida pelos estribos (armadura transversal).

A norma supracitada determinou o cálculo para verificação do rompimento das diagonais comprimidas por intermédio da definição de dois modelos: Modelo de Cálculo I, em que se admite o ângulo de inclinação das diagonais comprimidas fixo em 45° e Modelo de Cálculo II, onde tem-se que o ângulo de inclinação das diagonais comprimidas varia entre 30° e 45° (Bastos, 2025).

Dessa forma, tem-se definido para o Modelo de Cálculo I as equações 32 (verificação da compressão diagonal do concreto), 33 (cálculo da armadura transversal) e 34 (cálculo da parcela que resiste ao esforço cortante), respectivamente.

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d \quad (32)$$

Em que:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ em MPa}$$

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão

b_w = menor largura da seção

d é a altura útil da seção (distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração ou, simplesmente, a distância do centro de gravidade da armadura de tração até a borda da seção transversal)

$$V_{Rd3} = V_c + V_{Sw} \quad (33)$$

$$V_{Sw} = \left(\frac{A_{Sw}}{s}\right) * 0,9 * d * f_{ywd} * (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (34)$$

Em que:

$V_c = 0$ em elementos estruturais tracionados

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração

$V_c = V_{c0} * \left(1 + \frac{M_0}{M_{Sd,máx}}\right) \leq 2V_{c0}$ na flexo-compressão

$$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$$

Em que:

M_0 = momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (Bastos, 2017)

$M_{Sd,máx}$ = momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise (Bastos, 2025).

O Modelo de Cálculo II, por sua vez, tem a definição das equações 35 para a verificação da compressão diagonal do concreto e 36 para o cálculo da armadura transversal.

$$V_{Rd2} = 0,54 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}^2 \theta * (\cotg \alpha + \cotg \theta) \quad (35)$$

Em que:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ em MPa}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{Sw} \quad (36)$$

Em que:

$$V_{Sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) * 0,9 * d * f_{ywd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \text{sen} \alpha \quad (37)$$

$V_c = 0$ em elementos tracionados

$V_c = V_{c1}$, na flexão simples e flexo-tração

$V_{c1} = V_{c0}$, quando $V_{Sd} \leq V_{c0}$,

$$V_{c1} = 0, \text{ quando } V_{Sd} = V_{Rd2}$$

Dessa forma, obtém-se, ao isolar A_{sw} na equação 37, a obtenção da equação 38 para determinação da armadura transversal necessária para resistir ao esforço cortante solicitante.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Sw}}{0,9 * d * f_{ywd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sen \alpha} \quad (38)$$

Em que:

A_{sw} = área de seção transversal dos estribos;

s = espaçamento dos estribos

d é a altura útil da seção (distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração ou, simplesmente, a distância do centro de gravidade da armadura de tração até a borda da seção transversal)

f_{ywk} = resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento linear

$$V_{Sw} = V_{Sd} - V_c$$

Vale ressaltar, ainda, que se deve comparar os valores referentes ao esforço solicitante de cálculo (V_{Sd}) com os valores da força cortante absorvida por mecanismos complementares aos da treliça (V_c), de modo que, caso o primeiro seja menor ou igual ao segundo, faz-se necessário apenas a utilização da armadura mínima, obtida ao isolar-se $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)$ na equação 29, de forma a obter a equação 39

demonstrada posteriormente. E, em caso de o primeiro ser maior do que o segundo, os cálculos devem ser realizados segundo a equação 38 supracitada.

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 * \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} * b_w * sen\alpha \quad (39)$$

Em que:

$A_{sw,min}$ = área mínima de seção transversal dos estribos;

s = espaçamento dos estribos

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento linear

b_w = largura média da alma

f_{ywk} = resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração

Vale ressaltar que a NBR 6118 (ABNT, 2026) estabelece valores mínimos para o espaçamento entre os estribos de forma que:

$$V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \therefore s_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 30 \text{ cm}$$

Ou

$$V_{sd} > 0,67V_{Rd2} \therefore s_{m\acute{a}x} = 0,3 d \leq 20 \text{ cm}$$

3 METODOLOGIA

3.1 ESTUDO DE CASO: Interligação Viária em Ouro Preto

3.1.1 Caracterização do local

O município de Ouro Preto apresenta desafios crônicos no que tange à mobilidade urbana em virtude dos processos de ocupação que ocorreram ao longo da história (Álvares *et. al*, 2016). A expansão demográfica aleatória atrelada à falta de planejamento ocupacional urbano culminou em gargalos logísticos que perduram até a contemporaneidade (Álvares *et. al*, 2016). Nesse sentido, o estudo deste trabalho atribui-se à necessidade latente de interligação entre os bairros Lagoa e Santa Cruz potencializada em virtude da instalação do Residencial Efigênia Carabina no entorno da região.

O local de implantação encontra-se nas coordenadas geográficas 20°24'01.78"S e 43°29'46.96"W com altitude de 1.033 metros, sob o contexto em que os bairros retromencionados estão segregados pela presença do curso d'água do Ribeirão do Funil, conforme apresentado na Figura 11.

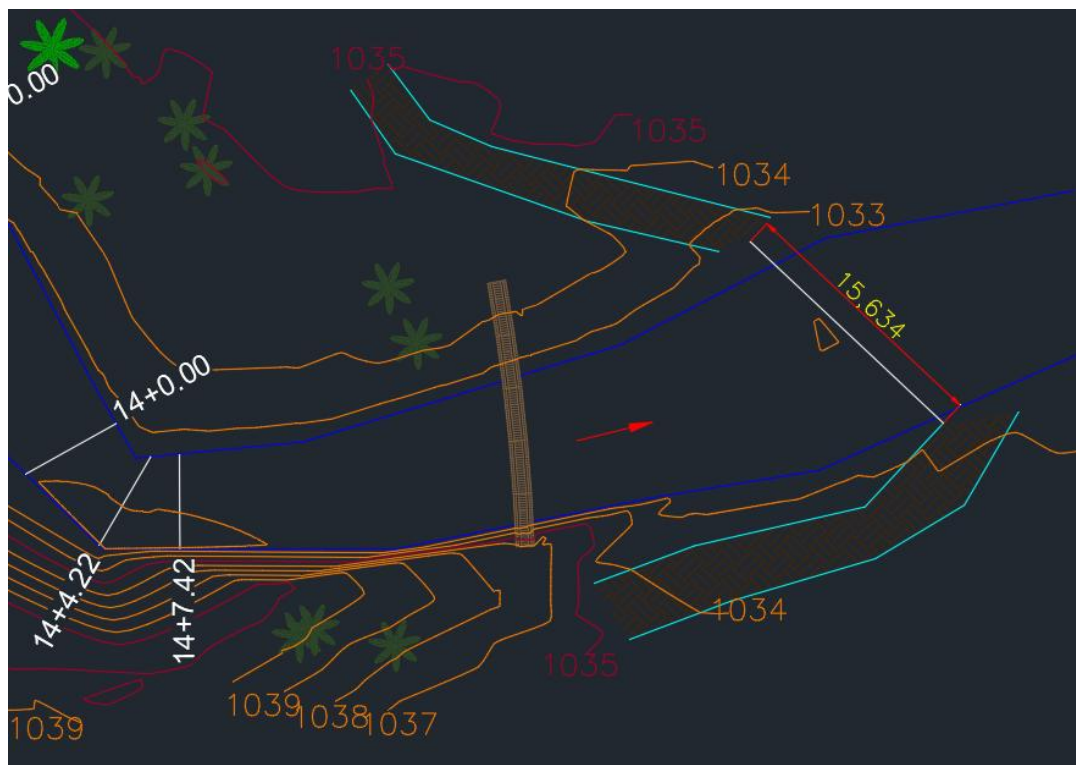
Figura 11 - Curso d'água que divide os bairros em Ouro Preto



Fonte: Google Maps (2026)

A segregação entre os bairros é caracterizada por uma distância de aproximadamente 15,6 metros de uma margem do Ribeirão do Funil à outra, conforme mostra a cota em vermelho retratada na Figura 12 a seguir, retirada do estudo topográfico de Oliveira (2024).

Figura 12 - Distância de uma margem à outra do Ribeirão do Funil



Fonte: Oliveira (2024)

Com o intuito de complementar a visualização da problemática, realizou-se visita *in loco* no ponto sugerido para implantação da ponte, conforme retrata a Figura 13.

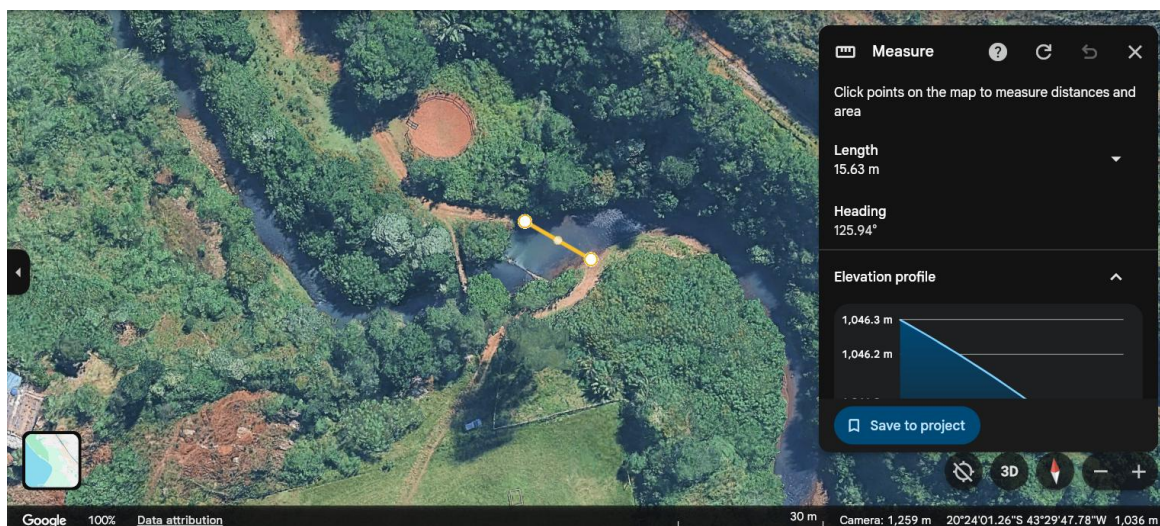
Figura 13 - Registro in loco do ponto sugerido para implantação da ponte



Fonte: Autoria própria (2026)

veículos e pedestres na região. Na Figura 15 a seguir, define-se, pela linha traçada em amarelo, a localização sugerida para a implantação da ponte de concreto armado.

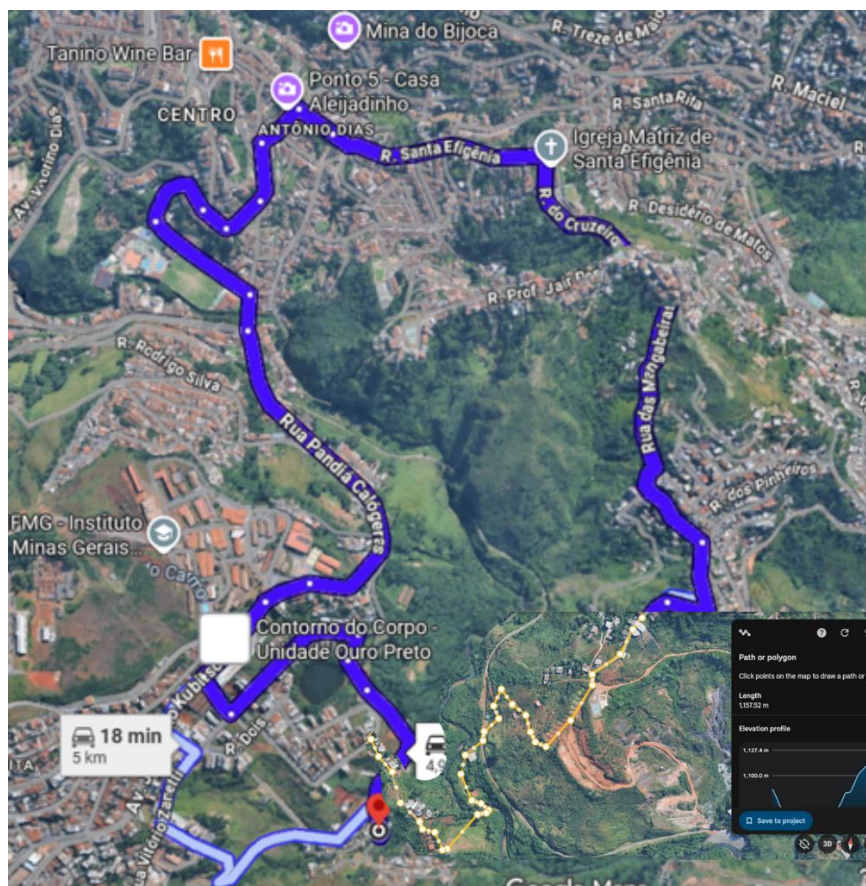
Figura 15 - Local sugerido para implantação da ponte de concreto armado



Fonte: *Google Earth* (2026)

A partir do supracitado, tem-se, na Figura 16, a demonstração, mediante o tracejamento de uma rota fictícia (em amarelo) do percurso que poderia ser adotado com a implantação da ponte frente a rota adotada na contemporaneidade (em azul) para o acesso entre os bairros retromencionados.

Figura 16 - Rota sugerida a partir da implantação da ponte de concreto armado



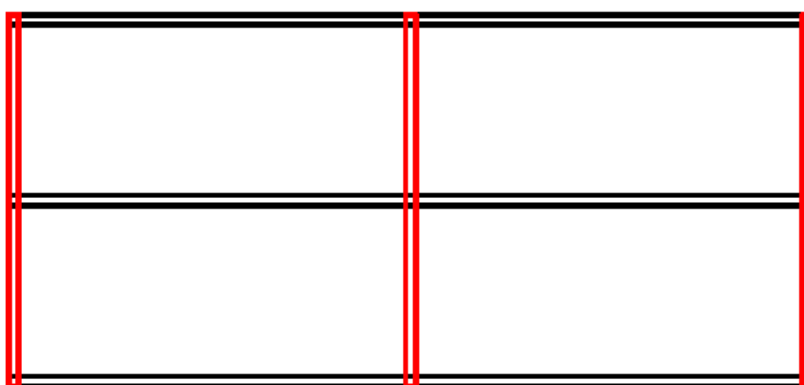
Fonte: *Google Earth* e *Google Maps* (2026)

Posto que a rota fictícia possuiria um percurso total aproximado de 1,2 km enquanto a rota que os usuários devem tomar na contemporaneidade possui um percurso total de 4,9 km, nota-se uma diminuição considerável no trajeto necessário para o acesso entre bairros com a implantação da ponte objeto deste trabalho. Além disso, com base no tempo médio estimado para a rota atual, tem-se que o tempo para realizar a rota fictícia seria aproximadamente 75,51% menor, o que possibilitaria uma otimização significativa para usuários que necessitem fazer a ligação entre os bairros. Em razão disso, buscou-se realizar o estudo de viabilidade de implantação de uma ponte de concreto armado na localidade por intermédio dos cálculos subsequentes.

3.2 Concepção geométrica e estrutural da ponte

O sistema estrutural da ponte objeto deste trabalho foi definido por três vigas principais ligadas à três transversinas (duas transversinas nos apoios e uma transversina intermediária) e com dois apoios, de modo que se forma uma grelha estrutural conforme retratado na Figura 17 a seguir.

Figura 17 - Detalhe do esquema de grelha proposto para a ponte



a) em vermelho: disposição das transversinas

b) em preto: disposição das vigas principais

Fonte: Autoria própria (2026)

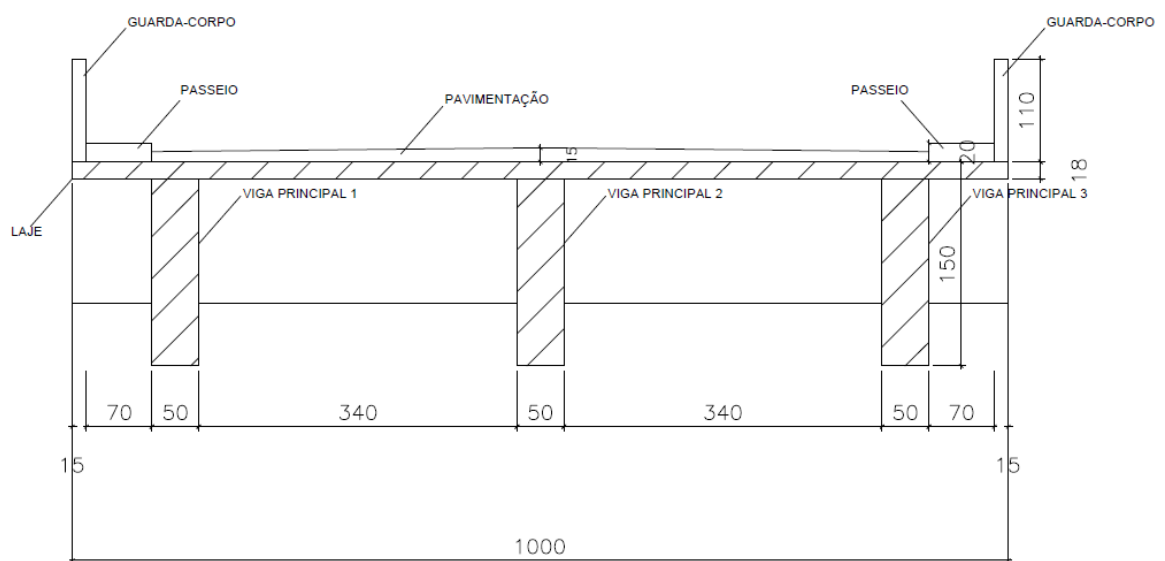
A localização da ponte sugerida para solucionar o problema de tráfego supracitado é o ponto de encontro entre as partes adjacentes do curso d'água do Ribeirão do Funil, conforme retromencionado. Dessa forma, com a definição da posição do sistema estrutural e do comprimento ideal para atender às necessidades da concepção estrutural do estrado da ponte, torna-se possível o desenvolvimento das demais características do projeto.

Assim, devido às imediações do local de implantação, definiu-se a utilização de passeios para possibilitar o fluxo de pedestres na ponte que ligará os bairros

retromencionados. Dessa forma, tem-se, como elementos complementares em virtude da utilização de passeios, a necessidade de implementação de guarda-corpo e guarda-rodas no sistema estrutural da ponte.

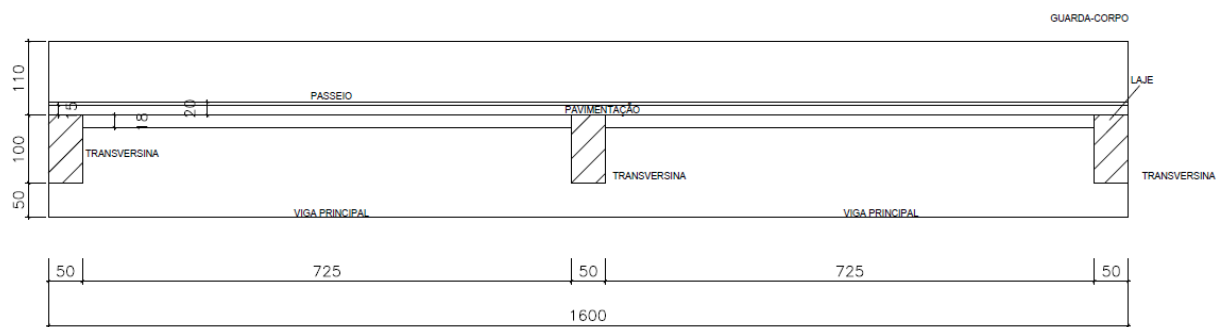
Por fim, uma vez definida as características básicas componentes da concepção estrutural, optou-se por verificar os valores relativos à seção transversal com os recomendados pelo DNER (1996) para uma ponte que busca atender um volume médio diário (VMD) de até 600 veículos. Dessa forma, torna-se possível traçar um croqui da seção transversal, do corte longitudinal e da vista superior da ponte em estudo com as dimensões cotadas em centímetros conforme demonstrado pelas Figuras 18, 19 e 20, respectivamente.

Figura 18 - Seção transversal sugerida para a ponte



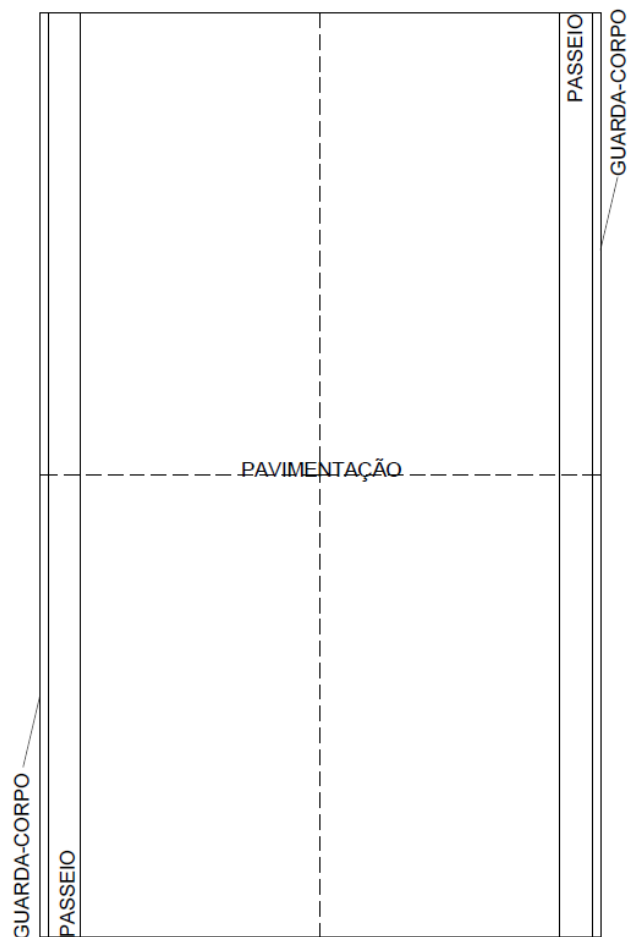
Fonte: Autoria própria (2026)

Figura 19 - Corte longitudinal sugerido para a ponte



Fonte: Autoria própria (2026)

Figura 20 - Vista superior do estrado da ponte



Fonte: Autoria própria (2026)

3.2.1 Infraestrutura e mesoestrutura

A determinação do sistema de infra e mesoestrutura de um projeto de ponte deve fundamentar-se nas análises do solo em cujo sistema estrutural será implantado. Para a realização deste estudo, assumiu-se uma sondagem fictícia para o local, visto que se trata de um pré-projeto com foco maior na superestrutura da ponte de concreto armado. Dessa forma, desconsiderou-se os cálculos e dimensionamentos no que concerne às fundações e pilares do pré-projeto.

3.2.2 Modelagem computacional e análise estrutural

Com o intuito de verificar a resposta da estrutura aos esforços solicitantes e, conseqüentemente, realizar o dimensionamento da ponte, este trabalho utilizou o método de modelagem computacional, de modo que, a partir de duas etapas complementares, tornou-se possível a análise bidimensional e tridimensional mediante a utilização dos softwares *Ftool* (versão 4.01.00 de junho de 2024) e *Eberick* (atualização 2025-02 v.18.306).

3.2.2.1 Pré-dimensionamento no *Ftool*

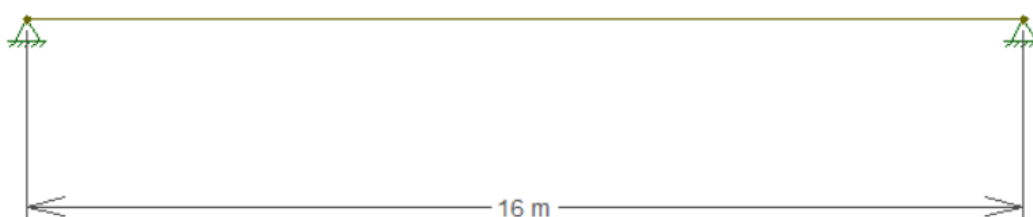
A etapa do pré-dimensionamento em um projeto de pontes tem como objetivo principal determinar as dimensões dos elementos estruturais que compõem o conjunto de modo a atender às solicitações de projeto (Costa *et al.*, 2016). Assim, a partir dos resultados das envoltórias de momentos fletores e de esforços cortantes obtidos do *software Ftool* com a aplicação adequada das cargas, realizam-se os cálculos iniciais do projeto.

A etapa de concepção estrutural e análise preliminar da ponte contou com a utilização do *software Ftool*, versão 4.01.00, desenvolvido na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). De acordo com Souza (2012), o *Ftool* é um programa que foi criado pelo professor Luiz Fernando Martha com o intuito de explorar

o comportamento estrutural de pórticos planos, além disso, o *software* possui uma interface simples e intuitiva de modo que permita, aos usuários, a modelagem e análise de estruturas de forma rápida. Em virtude do retromencionado, selecionou-se o programa para a realização da primeira etapa da modelagem computacional deste trabalho.

A modelagem no programa consiste, efetivamente, na simplificação da superestrutura componente da ponte em pórticos bidimensionais com a representação longitudinal dos apoios e vigas que compõem o conjunto. Desta forma, conforme citado anteriormente, o modelo estrutural a ser adotado neste trabalho será o de uma viga bi apoiada, assim, a Figura 21 demonstra, a seguir, a modelagem realizada no *software*.

Figura 21 - Sistema estrutural das vigas principais do projeto

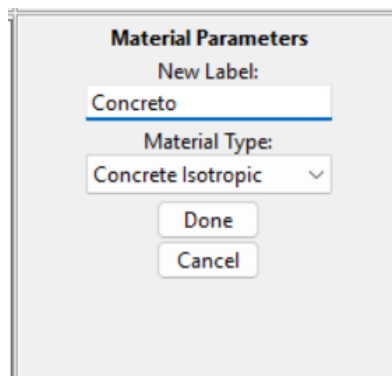


Fonte: Autoria própria (2026)

3.2.2.2 Determinação das características da seção

O *software Ftool* permite que se estabeleçam as características das propriedades dos materiais componentes dos elementos estruturais e, de mesmo modo, as características geométricas da seção transversal destes elementos. Assim, criou-se um parâmetro de material, conforme a Figura 22, com o nome de “Concreto”.

Figura 22 - Criação do parâmetro de material

A screenshot of a software dialog box titled "Material Parameters". It contains two input fields: "New Label:" with the text "Concreto" entered, and "Material Type:" with a dropdown menu showing "Concrete Isotropic". Below these fields are two buttons: "Done" and "Cancel".

Material Parameters

New Label:
Concreto

Material Type:
Concrete Isotropic

Done
Cancel

Fonte: Autoria própria (2026)

Ademais, a partir da definição do nome do parâmetro, deve-se então, estabelecer as propriedades do material criado. Em primeiro lugar, definiu-se a classe de agressividade que o local de implantação representa à estrutura da ponte e, conseqüentemente, a qualidade de concreto necessária para atender as necessidades do projeto por intermédio das Tabelas 11 e 12 a seguir.

Tabela 11 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
II	Moderada	Urbano	Pequeno

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2026).

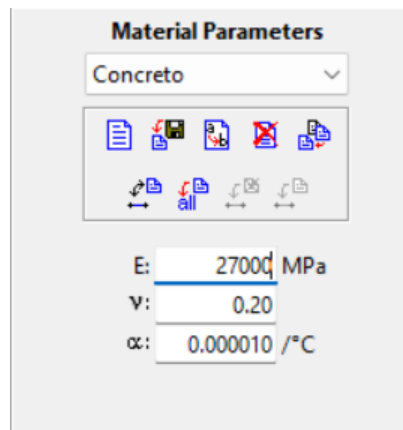
Tabela 12 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Classe de Concreto	Concreto Armado	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2026).

Dessa forma, a partir das tabelas retromencionadas, tem-se que a classe de concreto necessária para o projeto é a C30. Assim, tem-se os valores definidos para um concreto C30 (f_{ck} de 30 MPa) de acordo com a Figura 23, com o módulo de elasticidade (E) igual à 27.000 MPa, o coeficiente de *Poisson* (ν) igual à 0,20 e o coeficiente de expansão térmica (α) igual à 0,000010 / °C.

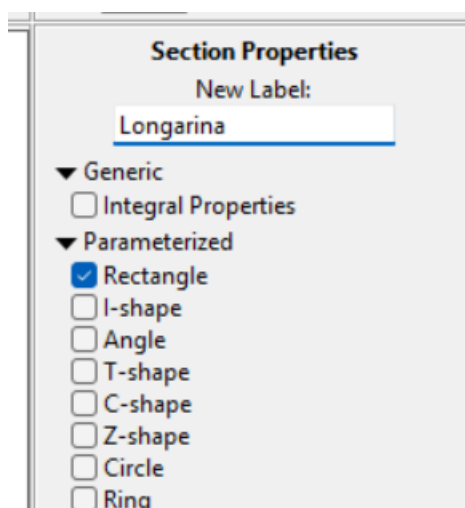
Figura 23 - Definição das propriedades do material



Fonte: Autoria própria (2026)

Em sequência, tem-se a definição dos parâmetros geométricos da seção do elemento estrutural em questão. Primeiramente, define-se o estilo do formato da seção das vigas (retangular), conforme a Figura 24.

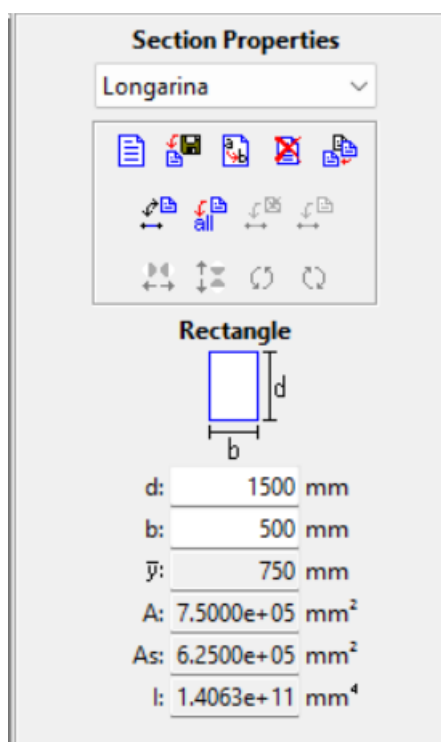
Figura 24 - Definição do formato geométrico da seção transversal das vigas principais



Fonte: Autoria própria (2026)

Em seguida, devem ser estabelecidas as dimensões (b) e (d) da seção transversal do elemento estrutural, conforme demonstra a Figura 25. Assim, estipulou-se, para a seção transversal das vigas principais, uma largura de 50 centímetros e uma altura estipulada de 150 centímetros para realização dos cálculos iniciais no *software*.

Figura 25 - Definição das dimensões da seção transversal das vigas principais



Fonte: Autoria própria (2026)

3.2.2.3 Determinação das cargas permanentes

De acordo com Marchetti (2008), as cargas permanentes podem ser entendidas como o peso próprio que os elementos fixos e estruturais na ponte representam na estrutura desta. Dessa forma, faz-se o cálculo das cargas permanentes por intermédio da multiplicação da área de influência de cada um dos elementos componentes atuantes em cada uma das vigas principais pelo peso específico do material componente dos elementos (Pires, 2022). Por fim, a partir das determinações

normativas da ABNT (2019), tem-se, na Tabela 11 a seguir, o peso específico de cada um dos materiais utilizados neste estudo.

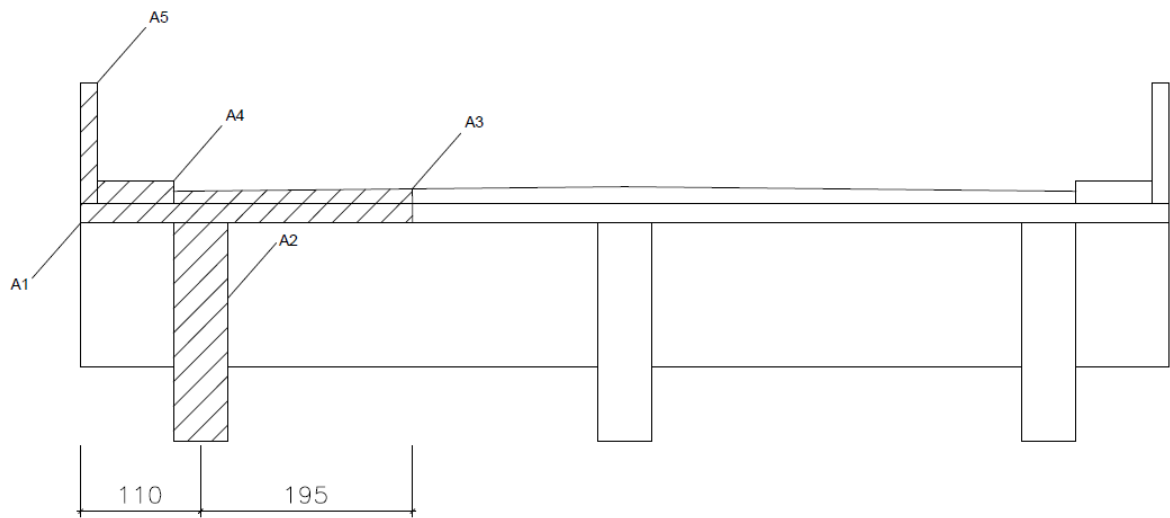
Tabela 13 - Peso específico dos materiais utilizados no estudo

Material		Peso específico aparente kN/m³
Argamassas e concretos	Concreto armado	25
Pavimentação	Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)	24

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019, p. 9); Prefeitura Municipal de Itatiba do Sul (2016, p.1)

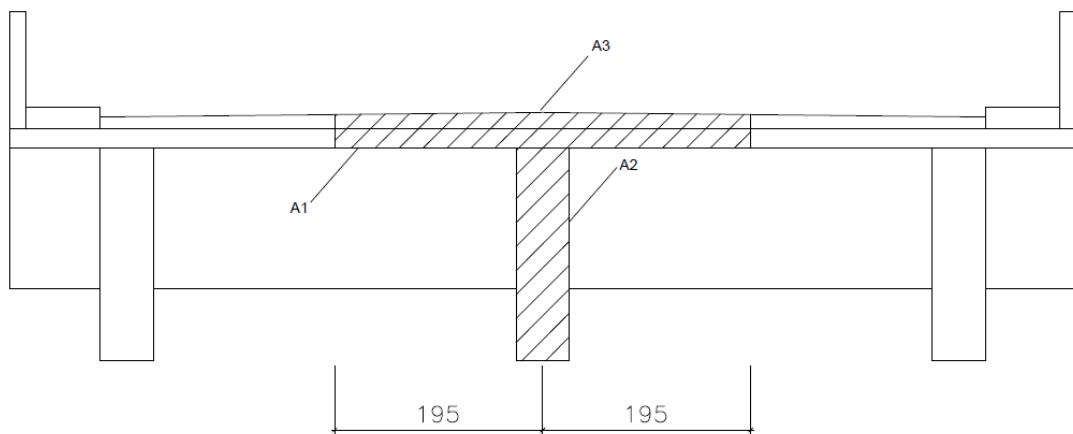
A partir dos dados referentes ao peso específico dos materiais, faz-se necessário obter a área de cada um dos elementos componentes de cada uma das áreas de influência para realização dos cálculos da carga permanente atuante no conjunto. Para tanto, dividiu-se os elementos da ponte em áreas de influência conforme as Figuras 26 e 27 e, a partir das dimensões de cada um destes, calculou-se a área da seção transversal destes de acordo com a Tabela 12.

Figura 26 - Divisão de áreas de influência para a VP1 = VP3



Fonte: Autoria própria (2026)

Figura 27 - Divisão de áreas de influência para a VP2



Fonte: Autoria própria (2026)

Tabela 14 - Áreas para cálculo das cargas permanentes

Viga Principal	Área	Dimensão 1 (m)	Dimensão 2 (m)	Total (m²)
1 = 3	A1	0,18	3,05	0,55
	A2	0,50	1,32	0,66
	A3*	0,13	0,11	0,26
	A4	0,20	0,70	0,14
	A5	0,15	1,10	0,17
2	A1	0,18	3,90	0,70
	A2	0,50	1,32	0,66
	A3**	0,15	0,13	0,55

*trapézio com base maior (0,13 m), base menor (0,11 m) e altura (2,20 m).

**trapézio com base maior (0,15 m), base menor (0,13 m) e altura (1,95 m).

Fonte: Autoria própria (2026)

a) Cargas distribuídas

Assim, após a obtenção das áreas de cada um dos elementos da ponte atreladas ao peso específico de cada um dos materiais, obtém-se as cargas distribuídas atuantes em cada uma das vigas principais conforme demonstra a Tabela 15.

Tabela 15 - Cargas distribuídas atuantes nas vigas principais

Viga Principal	Elemento	Área total (m²)	Peso específico (kN/m³)	Carga distribuída (kN/m)
1 = 3	Pavimentação*	0,26	24,00	8,24
	Laje	0,55	25,00	13,75
	Passeio	0,14	25,00	3,50
	Viga	0,66	25,00	16,50
	Guarda-corpo	0,17	25,00	4,25
	Total			46,24
2	Pavimentação*	0,548	24,00	15,16
	Laje	0,70	25,00	17,50
	Viga	0,66	25,00	16,50
	Total			49,16
1, 2 e 3	Total			141,64

*De acordo com a NBR 7187 (ABNT, 2022), deve-se considerar uma carga adicional de 2,0 kN/m para recapeamento

Fonte: Autoria própria (2026)

b) Cargas concentradas

De mesmo modo, em posse do peso específico de cada um dos materiais e definindo-se a seção geométrica para as vigas transversinas como 50 centímetros de base e 100 centímetros de altura, torna-se possível a realização do cálculo das cargas concentradas atuantes no conjunto conforme demonstra a Tabela 14.

Tabela 16 - Cargas concentradas atuantes na ponte

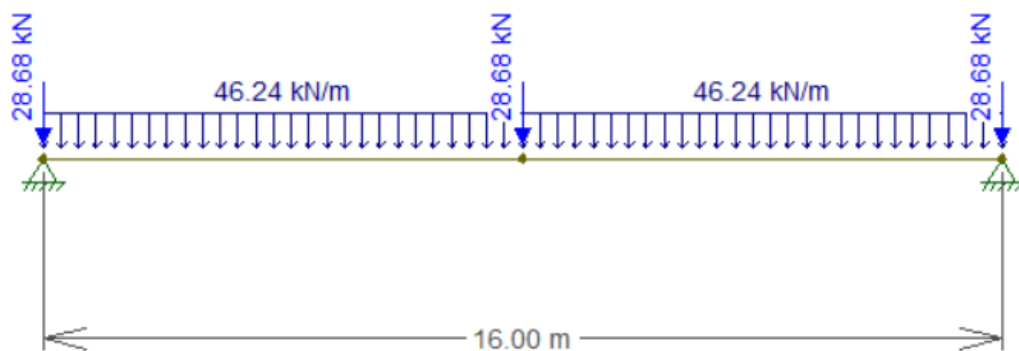
Elemento	Área total (m²)	Comprimento total (m)	Peso específico (kN/m³)	Carga concentrada (kN)
Viga Transversina Intermediária	0,50	8,50	25,00	106,25

Fonte: Autoria própria (2026)

Após a criação da modelagem, pode-se, mediante o pré-dimensionamento, realizar o lançamento das cargas atuantes na estrutura. Desse modo, faz-se o lançamento das cargas permanentes previstas para atuarem no conjunto de acordo com a viga principal em análise. Em adição, analisou-se a Figura 60 do Apêndice A para a divisão dos carregamentos oriundos das transversinas aplicados nas vigas principais.

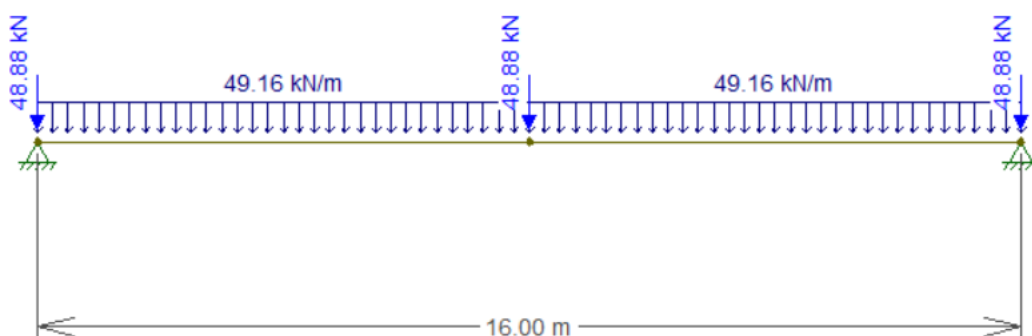
Assim, determinou-se o carregamento na ponte deste estudo conforme retratam as Figuras 28 e 29.

Figura 28 - Distribuição do carregamento longitudinal permanente para a VP1 = VP3



Fonte: Autoria própria (2026)

Figura 29 - Distribuição do carregamento longitudinal permanente para a VP2



Fonte: Autoria própria (2026)

Em sequência, com o intuito de simular as solicitações provenientes do tráfego de veículos, configura-se, então, o trem-tipo padrão atuante estabelecido conforme a normativa ABNT (2024).

3.2.2.4 Determinação das cargas móveis

O conceito de trem-tipo estabelece um modelo simplificado para o cálculo do carregamento sobre as vigas do sistema estrutural de uma determinada ponte (Costa, *et al.*, 2016). De acordo com a ABNT (2024), obras em estradas ou rodovias vicinais municipais devem adotar, minimamente, carga móvel rodoviária igual ao tipo TB-240, definida por um veículo-tipo de 240 kN, com seis rodas divididas em três eixos afastados entre si em 1,5 metros e com área total de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 4,0 \text{ kN/m}^2$ conforme detalhado na Figura 7 deste trabalho.

Em vista do supracitado, busca-se, então, calcular os valores característicos das cargas aplicadas ponderadas pelos coeficientes: CIV (Coeficiente de Impacto Vertical), CNF (Coeficiente de Número de Faixas) e CIA (Coeficiente de Impacto Adicional).

a) Coeficiente de impacto vertical (CIV):

De acordo com a ABNT (2024), tem-se que, para estruturas com vão entre 10,0 metros e 200,0 metros, o coeficiente de impacto vertical é dado pela equação 4 com LIV = 16,0 metros.

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{(LIV + 50)} \right)$$

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{(16 + 50)} \right)$$

$$CIV = 1,32$$

b) Coeficiente de número de faixas (CNF)

Ainda de acordo com a ABNT (2024), tem-se que o coeficiente de número de faixas (CNF) é definido pela equação 5, com n sendo o número de faixas adotados para a ponte em questão.

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2), \text{ com } 0,9 \leq CNF \leq 1,0$$

$$CNF = 1 - 0,05 * (2 - 2)$$

$$CNF = 1$$

c) Coeficiente de Impacto Adicional (CIA)

O coeficiente de impacto adicional possui valor pré-estabelecido de acordo com o material utilizado na obra (ABNT NBR 7188, 2024). Portanto, visto que busca-se realizar o dimensionamento das vigas principais para a obra objeto deste trabalho, tem-se que o CIA é definido como:

$$CIA = 1,00, \text{ para demais estruturas}$$

Assim, a partir das equações 1 e 2 deste trabalho, obtém-se os valores de Q e q :

a) Definição da carga característica Q :

$$Q = P * CIV * CNF * CIA$$

$$Q = 40 * 1,32 * 1,00 * 1,00$$

$$Q = 52,8 \text{ kN}$$

b) Definição da carga característica q :

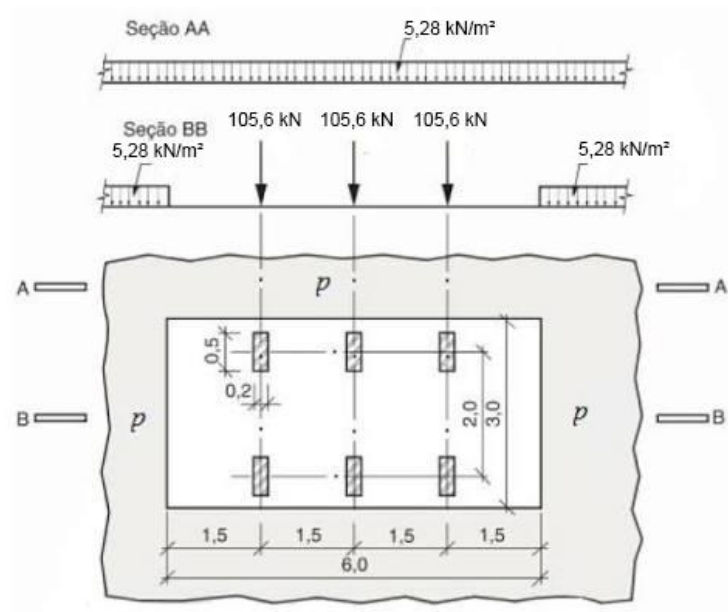
$$q = p * CIV * CNF * CIA$$

$$q = 4 * 1,32 * 1,00 * 1,00$$

$$q = 5,28 \text{ kN/m}^2$$

Destarte, tem-se a definição do trem-tipo característico conforme apresenta a Figura 30.

Figura 30 - Veículo-tipo característico



Fonte: Adaptado da norma NBR 7188 (ABNT, 2024).

Conforme retromencionado, vale ressaltar que a aplicação da carga móvel deve ser feita de modo a proporcionar aos elementos estruturais a condição mais desfavorável em termos de esforços solicitantes (Pfeil, 1979). Com isso, utiliza-se o *Ftool* para realizar uma série de procedimentos para a determinação do trem-tipo a ser aplicado para cada uma das vigas principais. No tocante aos procedimentos, deve-se realizar o cálculo da reação de apoio obtida para cada uma das vigas frente três cenários distintos de carregamento na seção transversal da ponte:

- a) Tendo-se em conta apenas o carregamento das cargas distribuídas fora da região do veículo (equivalente ao corte AA na Figura 30);
- b) Tendo-se em conta apenas o carregamento das cargas distribuídas na região do veículo;
- c) Tendo-se em conta apenas o carregamento das cargas concentradas de rodas.

A análise do posicionamento do trem-tipo e dos respectivos carregamentos deve ser realizada a partir do estudo da linha de influência de reação em cada uma das vigas principais. Dessa forma, buscou-se traçar a linha de influência para cada uma das vigas principais através do posicionamento de uma carga unitária ao longo da seção transversal da ponte conforme a Figura 31. Para tanto, buscou-se subdividir a seção transversal da ponte em seções distantes entre si de 0,10 metros e, a partir do posicionamento da carga unitária em cada uma destas, analisou-se a carga vertical gerada em cada uma das vigas. Assim, a partir dos dados de carregamento verticais obtidos, tornou-se possível a montagem das Tabelas 17, 18 e 19 e, a partir destas, é possível observar que nas regiões da seção transversal em que o valor da reação nas vigas é positivo, o posicionamento das cargas móveis causa efeitos mais desfavoráveis à estrutura do conjunto.

Figura 31 - Estudo das reações de apoio através da aplicação de carga unitária



Fonte: Autoria própria (2026)

Tabela 17 - Reações de apoio nas seções entre 0,0 e 3,4 metros

x (m)	Reação em VP1 (kN)	Reação em VP2 (kN)
0	1,3526	-0,4231
0,1	1,3205	-0,3846
0,2	1,2885	-0,3462
0,3	1,2564	-0,3077
0,4	1,2244	-0,2692
0,5	1,1923	-0,2308
0,6	1,1603	-0,1923
0,7	1,1282	-0,1538
0,8	1,0962	-0,1154
0,9	1,0641	-0,0769
1	1,0321	-0,0385
1,1	1	0
1,2	0,968	0,0385
1,3	0,9359	0,0769
1,4	0,904	0,1152
1,5	0,8721	0,1533
1,6	0,8403	0,1913
1,7	0,8086	0,2289
1,8	0,7771	0,2663
1,9	0,7457	0,3034
2	0,7146	0,34
2,1	0,6837	0,3762
2,2	0,653	0,4119
2,3	0,6227	0,447
2,4	0,5926	0,4815
2,5	0,5628	0,5153
2,6	0,5335	0,5485
2,7	0,5044	0,5809
2,8	0,4758	0,6124
2,9	0,4477	0,6431
3	0,4199	0,673
3,1	0,3927	0,7018
3,2	0,366	0,7296
3,3	0,3397	0,7564
3,4	0,3141	0,7821

Fonte: Autoria própria (2026)

Tabela 18 - Reações de apoio nas seções entre 3,5 e 6,8 metros

x (m)	Reação em VP1 (kN)	Reação em VP2 (kN)
3,5	0,289	0,8066
3,6	0,2646	0,8298
3,7	0,2407	0,8519
3,8	0,2176	0,8726
3,9	0,1951	0,8919
4	0,1733	0,9098
4,1	0,1523	0,9263
4,2	0,132	0,9412
4,3	0,1125	0,9546
4,4	0,0938	0,9663
4,5	0,0759	0,9764
4,6	0,0589	0,9848
4,7	0,0428	0,9914
4,8	0,0276	0,9961
4,9	0,0133	0,999
5	0	1
5,1	-0,0123	0,999
5,2	-0,0237	0,9961
5,3	-0,0341	0,9914
5,4	-0,0437	0,9848
5,5	-0,0523	0,9764
5,6	-0,0601	0,9663
5,7	-0,067	0,9546
5,8	-0,0732	0,9412
5,9	-0,0785	0,9263
6	-0,0831	0,9098
6,1	-0,087	0,8919
6,2	-0,0901	0,8726
6,3	-0,0926	0,8519
6,4	-0,0944	0,8298
6,5	-0,0956	0,8066
6,6	-0,0962	0,7821
6,7	-0,0961	0,7564
6,8	-0,0956	0,7296

Fonte: Autoria própria (2026)

Tabela 19 - Reações de apoio nas seções entre 6,9 e 10,0 metros

x(m)	Reação em VP1 (kN)	Reação em VP2 (kN)
6,9	-0,0945	0,7018
7	-0,0929	0,673
7,1	-0,0908	0,6431
7,2	-0,0883	0,6124
7,3	-0,0853	0,5809
7,4	-0,0819	0,5485
7,5	-0,0782	0,5153
7,6	-0,0741	0,4815
7,7	-0,0696	0,447
7,8	-0,0649	0,4119
7,9	-0,0599	0,3762
8	-0,0546	0,34
8,1	-0,0491	0,3034
8,2	-0,0434	0,2663
8,3	-0,0376	0,2289
8,4	-0,0315	0,1913
8,5	-0,0254	0,1533
8,6	-0,0191	0,1152
8,7	-0,0128	0,9359
8,8	-0,0064	0,968
8,9	0	1
9	0,0064	-0,385
9,1	0,0128	-0,0769
9,2	0,0192	-0,1154
9,3	0,0256	-0,1538
9,4	0,0321	-0,1923
9,5	0,0385	-0,2308
9,6	0,0449	-0,2692
9,7	0,0513	-0,3077
9,8	0,0577	-0,3462
9,9	0,0641	-0,3846
10	0,0705	-0,4231

Fonte: Autoria própria (2026)

Desta maneira, a partir do veículo-tipo obtido na Figura 31 e da análise das tabelas referentes à linha de influência das Vigas Principais, tem-se a obtenção das reações de apoio para cada uma das vigas principais sob atuação dos três tipos de carregamentos da análise supracitada.

Com o intuito de simplificar os cálculos e métodos utilizados, optou-se por adotar o trem-tipo de projeto ao invés do trem-tipo de norma. Para tanto, faz-se necessário a integração do valor da carga de multidão (675 kgf/m²) distribuído na área do veículo-tipo (18 m²) de modo a obter uma carga unificada dos carregamentos das regiões do veículo e fora do veículo e a redução das cargas pontuais para não causar sobrepeso na estrutura. Portanto, fez-se:

$$528,00 \frac{kgf}{m^2} * 18 m^2 = 9,50 tf$$

$$5,28 tf * 6 = 31,68 tf \text{ (peso do veículo – tipo)}$$

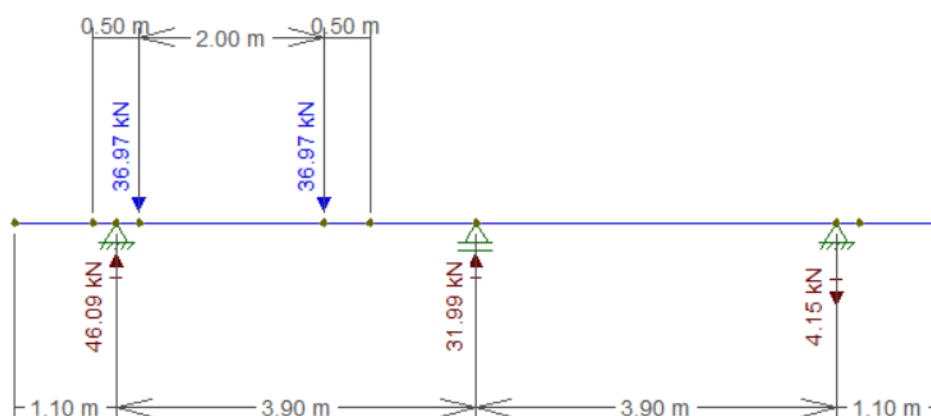
$$\text{Peso do veículo – tipo reduzido} = 31,68 - 9,50 = 22,18 tf$$

$$\text{Cargas pontuais} = \frac{22,18}{6} tf = 3,697 tf$$

a) Viga Principal 1 (VP1):

Dessa forma, ao aplicar-se unicamente a carga das rodas do veículo-tipo na seção transversal da ponte na faixa do trem-tipo, conforme a Figura 32, obtém-se a reação de apoio da Viga Principal 1 (VP1).

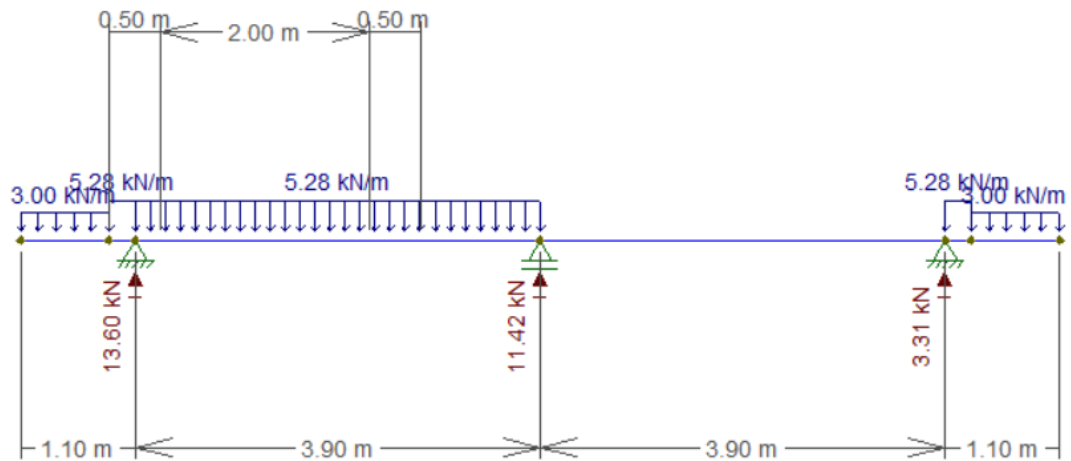
Figura 32 - Reação de apoio na Viga Principal 1 (VP1) oriunda da aplicação do veículo-tipo



Fonte: Autoria própria (2026)

De mesmo modo, ao aplicar a carga de multidão e a carga de passeio de modo a fornecer as condições mais desfavoráveis para o sistema estrutural da ponte, conforme a Figura 33, obtém-se a reação de apoio da Viga Principal 1 (VP1).

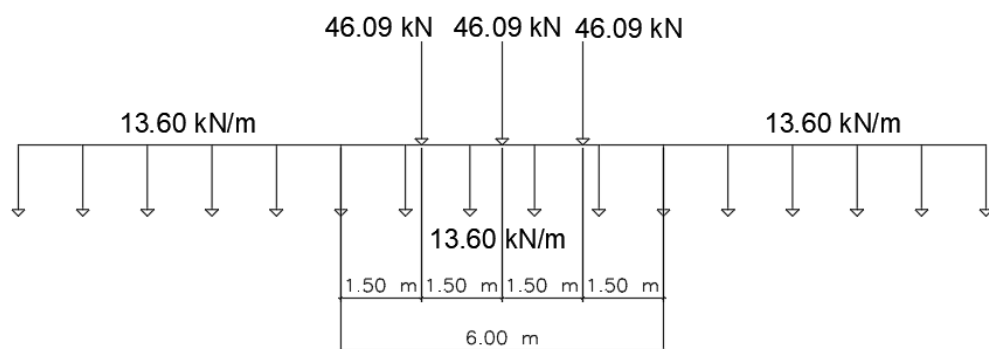
Figura 33 - Reação de apoio na Viga Principal 1 (VP1) oriunda da aplicação do carregamento de multidão e passeio.



Fonte: Autoria própria (2026)

Diante disso, tem-se que o trem-tipo longitudinal para a Viga Principal 1 (VP1) é dado conforme a Figura 34.

Figura 34 - Trem-tipo longitudinal para a Viga Principal 1 (VP1)



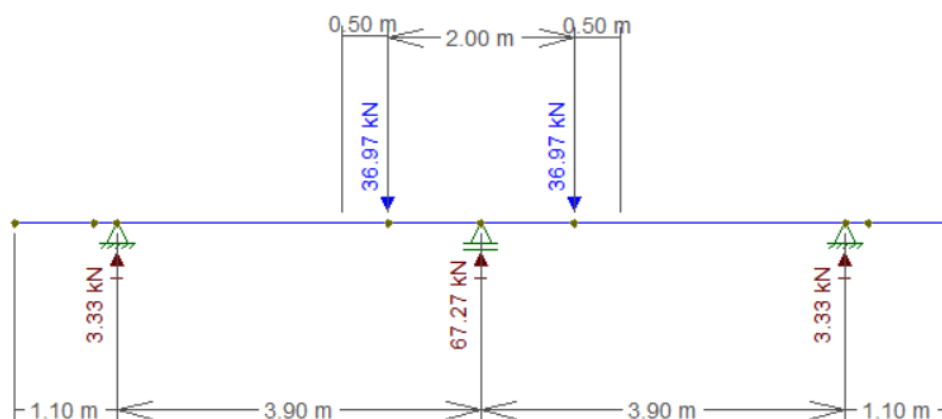
Fonte: Autoria própria (2026).

b) Viga Principal 2 (VP2):

De mesmo modo, deve-se fazer a análise do posicionamento do trem-tipo e dos respectivos carregamentos a partir do estudo da linha de influência de reação da viga principal.

Em sequência, ao aplicar-se unicamente a carga das rodas do veículo-tipo na seção transversal da ponte na faixa do trem-tipo, conforme a Figura 35, obtém-se a reação de apoio da Viga Principal 2 (VP2).

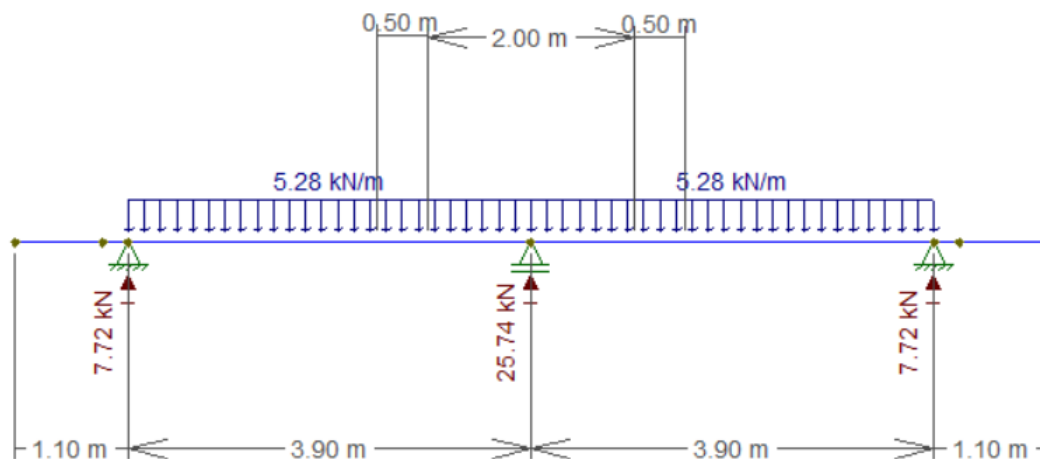
Figura 35 - Aplicação da carga do veículo-tipo na seção transversal da ponte



Fonte: Autoria própria (2026)

Assim, ao aplicar a carga de multidão de modo a fornecer as condições mais desfavoráveis para o sistema estrutural da ponte na faixa do trem-tipo, conforme a Figura 36, obtém-se a reação de apoio da Viga Principal 2 (VP2).

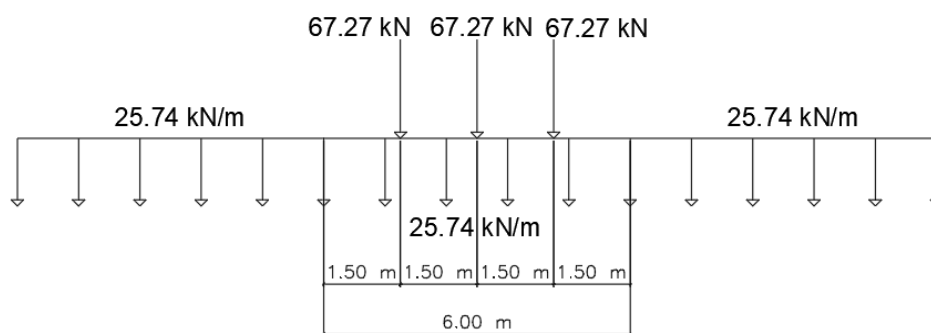
Figura 36 - Aplicação da carga distribuída de multidão na seção transversal da ponte na faixa do trem-tipo



Fonte: Autoria própria (2026)

Diante disso, tem-se que o trem-tipo longitudinal para a Viga Principal 2 (VP2) é dado conforme a Figura 37.

Figura 37 - Trem-tipo longitudinal para a Viga Principal 2 (VP2)



Fonte: Autoria própria (2026).

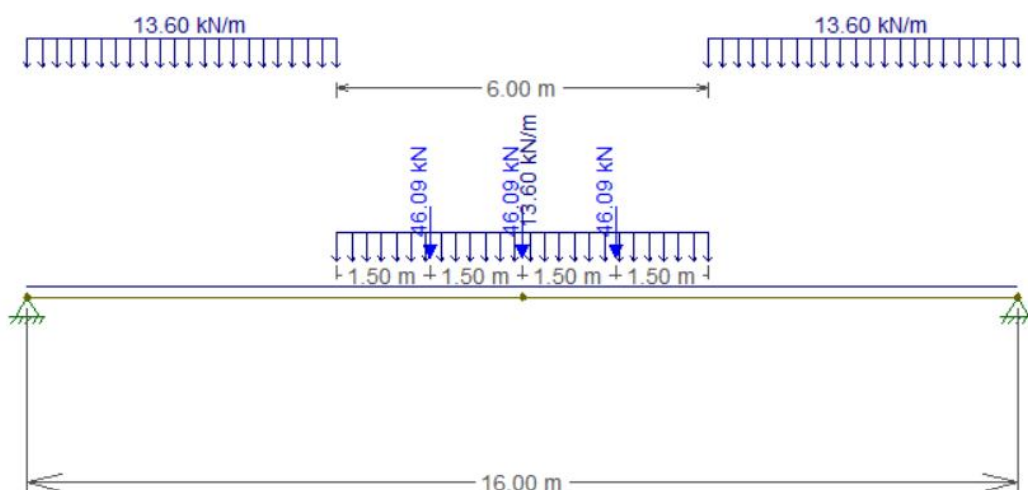
c) Viga Principal 3 (VP3):

Por simetria, define-se que o trem-tipo da Viga Principal 3 é igual ao da Viga Principal 1.

Dessa forma, a partir da obtenção dos trem-tipos das vigas oriundos da aplicação da carga móvel majorada pelos coeficientes de impacto, pode-se utilizar o *software Ftool* para a determinação da envoltória dos momentos fletores e esforços cortantes em cada uma das vigas.

O *software* possui um módulo específico para a inserção de um trem-tipo para análise do comportamento da estrutura frente aos esforços solicitantes. Assim, por intermédio deste atrelado aos carregamentos das Figuras 28 e 29, busca-se traçar as envoltórias de momentos fletores e esforços cortantes para a realização do pré-dimensionamento das vigas. Na Figura 38, tem-se a aplicação do trem-tipo das Vigas Principais 1 e 3 na seção longitudinal da ponte em estudo.

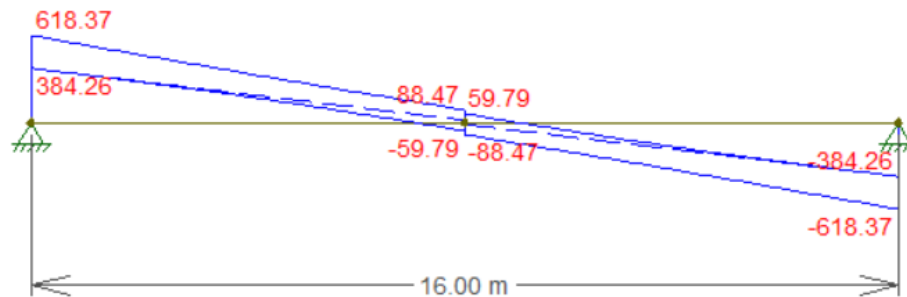
Figura 38 - Trem-tipo longitudinal das Vigas Principais 1 e 3



Fonte: Autoria própria (2026)

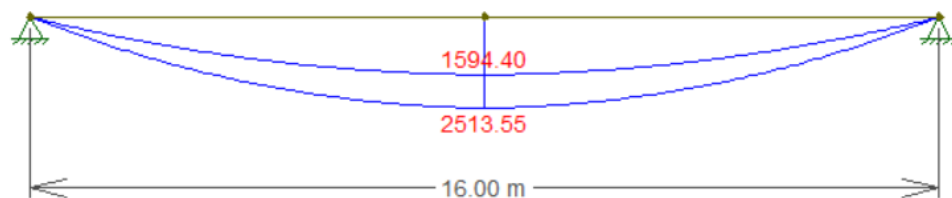
Dessa forma, com a aplicação do trem-tipo retratado na Figura 38, torna-se possível a obtenção das envoltórias de esforços cortantes (Figura 39) e de momentos fletores (Figura 40) para as Vigas Principais 1 e 3.

Figura 39 - Envoltória de esforços cortantes para as Vigas Principais 1 e 3



Fonte: Autoria própria (2026)

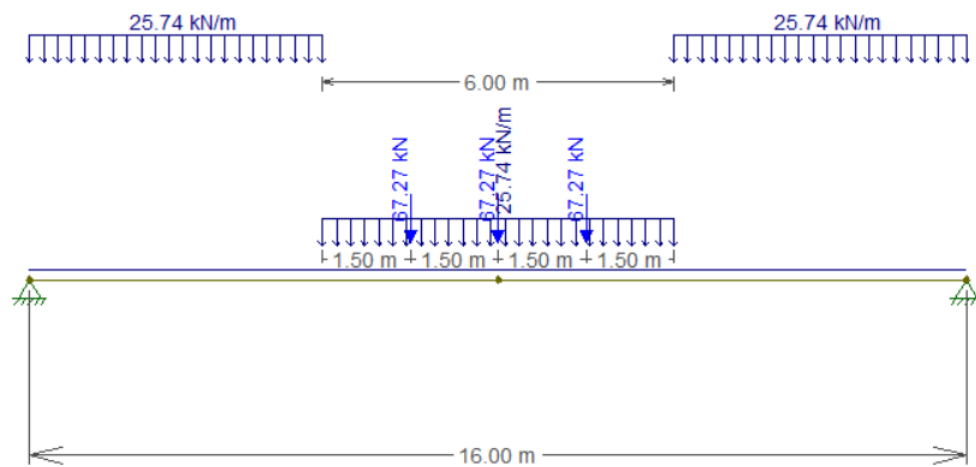
Figura 40 - Envoltória de momentos fletores para as Vigas Principais 1 e 3



Fonte: Autoria própria (2026)

O processo adotado para as Vigas Principais 1 e 3 pode, também, ser adotado para a Viga Principal 2, porém, deve-se utilizar o trem-tipo da Figura 37. Em sequência, a Figura 41 retrata a aplicação do trem-tipo da Viga Principal 2 na seção longitudinal da ponte.

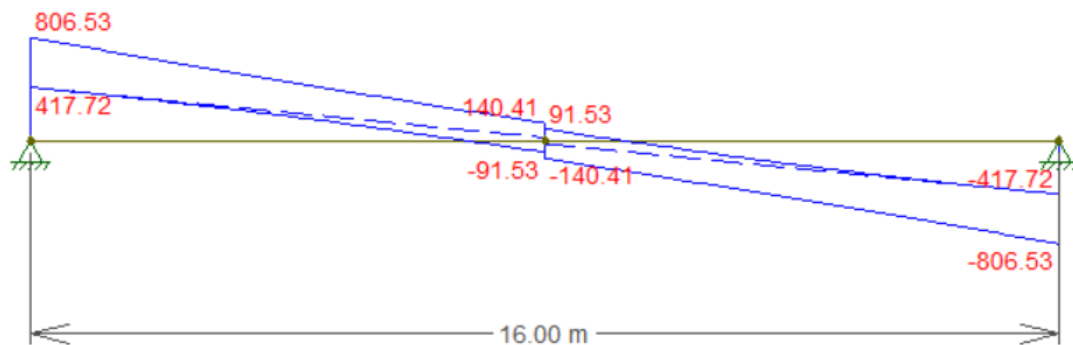
Figura 41 - Trem-tipo longitudinal da Viga Principal 2



Fonte: Autoria própria (2026)

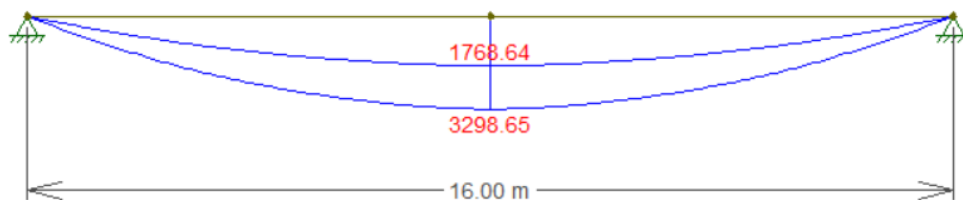
Com isso, torna-se possível a obtenção das envoltórias de esforços cortantes e de momentos fletores, conforme retratam as Figuras 42 e 43 a seguir.

Figura 42 - Envoltória de esforços cortantes para a Viga Principal 2



Fonte: Autoria própria (2026)

Figura 43 - Envoltória de momentos fletores para a Viga Principal 2



Fonte: Autoria própria (2026)

Diante do exposto, tem-se, conforme a Tabela 20, os valores máximos e mínimos para os momentos fletores e esforços cortantes de cada uma das vigas.

Tabela 20 - Momentos fletores e esforços cortantes máximos positivos e máximos negativos - Vigas Principais

Viga	Momento máximo positivo	Momento máximo negativo	Esforço cortante máximo positivo	Esforço cortante máximo negativo
VP1	2.513,55	0,00	618,37	-618,37
VP2	3.298,65	0,00	806,53	-806,53
VP3	2.513,55	0,00	618,37	-618,37

Fonte: Autoria própria (2026)

3.2.2.5 Cálculo da armadura longitudinal

A partir da obtenção dos valores característicos máximos de momentos fletores, torna-se possível a realização dos cálculos da armadura longitudinal das vigas. Para tanto, faz-se, primeiramente, a majoração do momento fletor característico:

$$M_d = \gamma_f * M_k$$

$$M_{d\,VP1} = M_{d\,VP3} = 1,4 * 2.513,55 = 3.518,97 \text{ kNm}$$

$$M_{d\,VP2} = 1,4 * 3.298,65 = 4.618,11 \text{ kNm}$$

Em sequência, toma-se o valor de 90% da altura da seção para a distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada e a fibra mais tracionada (a_{cg}), portanto, calcula-se o valor da altura útil conforme demonstrado a seguir:

$$d = 0,9 * h$$

$$d = 0,9 * 150 = 135 \text{ cm}$$

Ao obter o valor da altura útil, pode-se então determinar o valor da altura da linha neutra, uma vez que se deseja que a viga seja dimensionada entre os domínios 2 e 3:

$$x_{2lim} = 0,26 * d = 0,26 * 135 = 35,10 \text{ cm}$$

$$x_{3lim} = 0,45 * d = 0,45 * 135 = 60,75 \text{ cm}$$

Dessa forma, a partir da equação 26 pode-se verificar o valor da linha neutra para o momento solicitante de cálculo atuante nas vigas VP1 e VP3, tendo em vista a utilização de concreto com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$:

$$M_{Rd} = (0,68 * f_{cd} * b_w * x) * (d - 0,4 * x)$$

$$351.897 = \left(0,68 * \frac{3,0}{1,4} * 50 * x\right) * (135 - 0,4 * x)$$

$$0,4 x^2 - 135x + 4.829,96 = 0$$

$$x1 = 296,82 \text{ e } x2 = 40,68$$

Portanto, como o valor de x1 é fisicamente impossível, utiliza-se o valor de x2 para a linha neutra da viga em estudo. Assim, tem-se que:

$$\frac{x}{d} \leq 0,45$$

$$\frac{40,68}{135} = 0,30 \leq 0,45 \therefore OK!$$

Em virtude disso, nota-se que as vigas VP1 e VP3 encontram-se entre os domínios 2 e 3. Para obter o valor da linha neutra da viga VP2, por outro lado, faz-se:

$$M_{Rd} = (0,68 * f_{cd} * b_w * x) * (d - 0,4 * x)$$

$$461.811 = \left(0,68 * \frac{3,0}{1,4} * 50 * x\right) * (135 - 0,4 * x)$$

$$0,4 x^2 - 135x + 6.338,58 = 0$$

$$x1 = 281,13 \text{ e } x2 = 56,37$$

Portanto, como o valor de $x1$ é fisicamente impossível, utiliza-se o valor de $x2$ para a linha neutra da viga em estudo. Assim, tem-se que:

$$\frac{x}{d} \leq 0,45$$

$$\frac{56,37}{135} = 0,42 \leq 0,45 \therefore OK!$$

Em virtude disso, nota-se que a viga VP2 encontra-se entre os domínios 2 e 3. Portanto, é possível definir que ambas as vigas podem ser dimensionadas utilizando armadura simples, dessa forma, calcula-se a área de armadura simples para cada uma das vigas, respectivamente, a partir da equação 28.

$$A_s = \frac{M_{Rd}}{f_{yd} * (d - 0,4x)}$$

a) VP1/VP3:

$$A_s = \frac{351.897}{\frac{50}{1,15} * (135 - 0,4 * 40,68)}$$

$$A_s = 68,17 \text{ cm}^2$$

b) VP2:

$$A_s = \frac{461.811}{\frac{50}{1,15} * (135 - 0,4 * 56,37)}$$

$$A_s = 94,45 \text{ cm}^2$$

3.2.2.6 Cálculo da armadura transversal

A partir da obtenção dos valores característicos máximos de esforços cortantes, torna-se possível a realização dos cálculos da armadura transversal das vigas. Para tanto, faz-se, primeiramente, a majoração do esforço cortante característico:

$$V_{Sd} = \gamma_f * V_k$$

$$V_{Sd \text{ VP1}} = V_{Sd \text{ VP3}} = 1,4 * 618,37 = 865,72 \text{ kN}$$

$$V_{Sd \text{ VP2}} = 1,4 * 806,53 = 1.129,14 \text{ kN}$$

Em virtude de todas as vigas principais possuírem a mesma seção transversal tem-se, pelo modelo de cálculo I, a equação 32 para a obtenção do esforço cortante resistente de cálculo.

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * \frac{3,0}{1,4} * 50 * 135$$

$$V_{Rd2} = 3.436,71 \text{ kN}$$

Por conseguinte, verifica-se se ocorrerá o esmagamento das bielas de compressão do concreto ao analisar:

a) VP1:

$$V_{Sd\ VP1} \leq V_{Rd2}$$
$$865,72 \leq 3.436,71 \therefore OK!$$

b) VP2:

$$V_{Sd\ VP2} \leq V_{Rd2}$$
$$1.129,14 \leq 3.436,71 \therefore OK!$$

c) VP3:

$$V_{Sd\ VP3} \leq V_{Rd2}$$
$$865,72 \leq 3.436,71 \therefore OK!$$

Dessa forma, pode-se dimensionar a armadura transversal para as vigas. Para isso, faz-se necessário, primeiramente, verificar a parcela do esforço cortante absorvida pela armadura e pelos mecanismos complementares ao de treliça por meio da equação 36.

$$V_{Sd} = V_c + V_{Sw}$$

Como $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$, tem-se que $V_c = V_{c0}$ e, por definição:

$$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * (0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}})}{\gamma_c} = 1,45 \text{ MPa}$$

Assim, tem-se, para as vigas:

$$V_{c0} = 0,6 * 0,145 * 50 * 135 = 587,25 \text{ kN}$$

Portanto, para as vigas em análise, tem-se:

a) VP1/VP3:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

$$865,72 = 587,25 + V_{sw}$$

$$V_{sw} = 278,47 \text{ kN}$$

b) VP2:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

$$1.129,14 = 587,25 + V_{sw}$$

$$V_{sw} = 541,89 \text{ kN}$$

Com isso, a partir da equação 38, torna-se possível a realização do cálculo da taxa de armadura transversal.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sw}}{0,9 * d * f_{ywd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sen \alpha}$$

Para estribos com inclinação de 45° e, utilizando-se aço CA-60, tem-se que a taxa de armadura transversal é dada por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sw}}{39,2 * d}$$

Assim, obtém-se:

a) VP1/VP3:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{278,47}{39,2 * 135}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 0,0526 \frac{cm^2}{cm}$$

Para 1 metro de viga tem-se:

$$A_{sw} = 5,26 \frac{cm^2}{m}$$

b) VP2:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{541,89}{39,2 * 135}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 0,1024 \frac{cm^2}{cm}$$

Para 1 metro de viga tem-se:

$$A_{sw} = 10,24 \frac{cm^2}{m}$$

3.2.2.7 Dimensionamento no *Eberick*

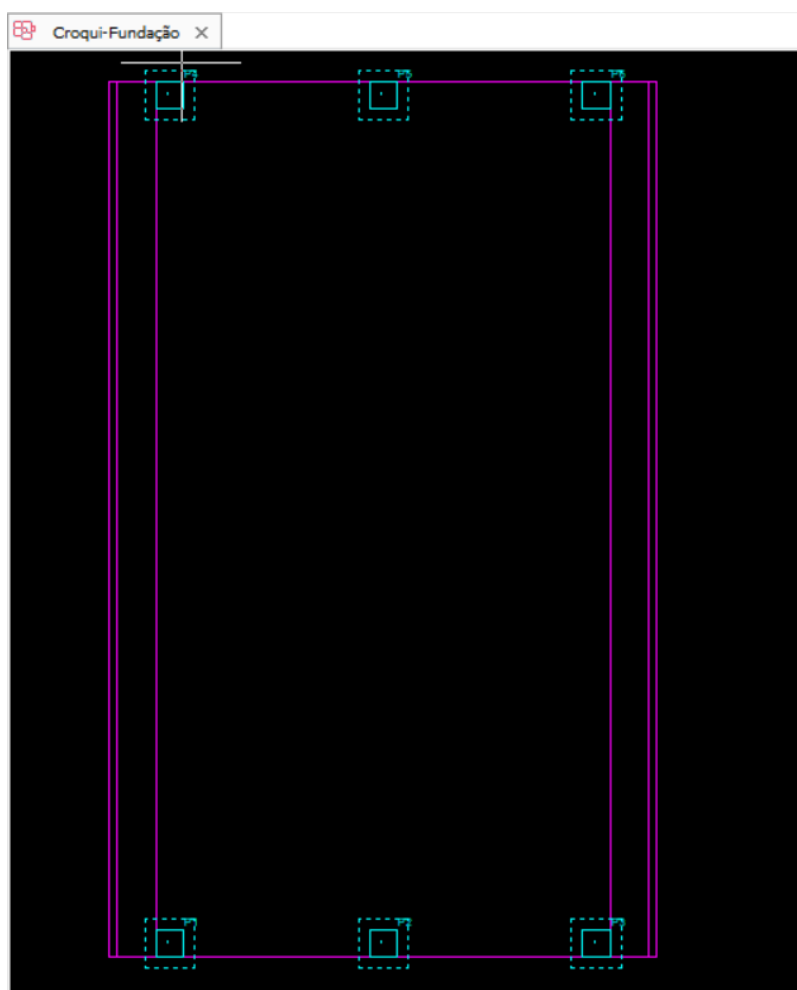
As etapas de modelagem tridimensional, o dimensionamento e o detalhamento do quantitativo de elementos em concreto armado são extremamente importantes para a obtenção de resultados precisos no tocante ao desenvolvimento do projeto de uma ponte. Para tanto, buscou-se utilizar o *software* desenvolvido pela empresa *AltoQi (Eberick)* que, conforme cita Lima (2025), é um programa que fornece, aos usuários, todos os recursos necessários para a modelagem, cálculo estrutural e detalhamento dos elementos tais como vigas, pilares e lajes. De acordo com Mariano (2015), o *software* permite a adoção de configurações das propriedades que serão utilizadas como critérios de dimensionamento e detalhamento do sistema estrutural estudado, de modo que permite estabelecer, precisamente, as condições de contorno aplicadas. Vale ressaltar, ainda, que apesar de se tratar de um *software* avançado, o *Eberick* foi projetado para a concepção de projetos estruturais de casas, edifícios e muros, portanto, para a utilização neste trabalho fez-se necessário a adoção de algumas adaptações para o enquadramento do processo de dimensionamento do programa nos propósitos pretendidos.

A primeira etapa deste processo de dimensionamento consiste em realizar a modelagem da estrutura de acordo com as características provenientes do local em que esta será implantada. Dessa forma, deve-se respeitar o traçado arquitetônico e planejar a estrutura de forma a vencer os desafios topográficos encontrados no local, assim, inicia-se o processo pelo lançamento dos pilares e fundações mediante a definição de suas dimensões, características e posicionamento que serão adotados em virtude das premissas geotécnicas do local de implantação. Vale ressaltar que,

por se tratar de um pré-projeto com o intuito de verificar o dimensionamento das vigas longarinas, tem-se que as dimensões dos pilares e suas respectivas verificações não foram abordadas neste trabalho.

Por fim, verifica-se, na Figura 44, o lançamento dos pilares no *software*.

Figura 44 - Lançamento de pilares no Eberick

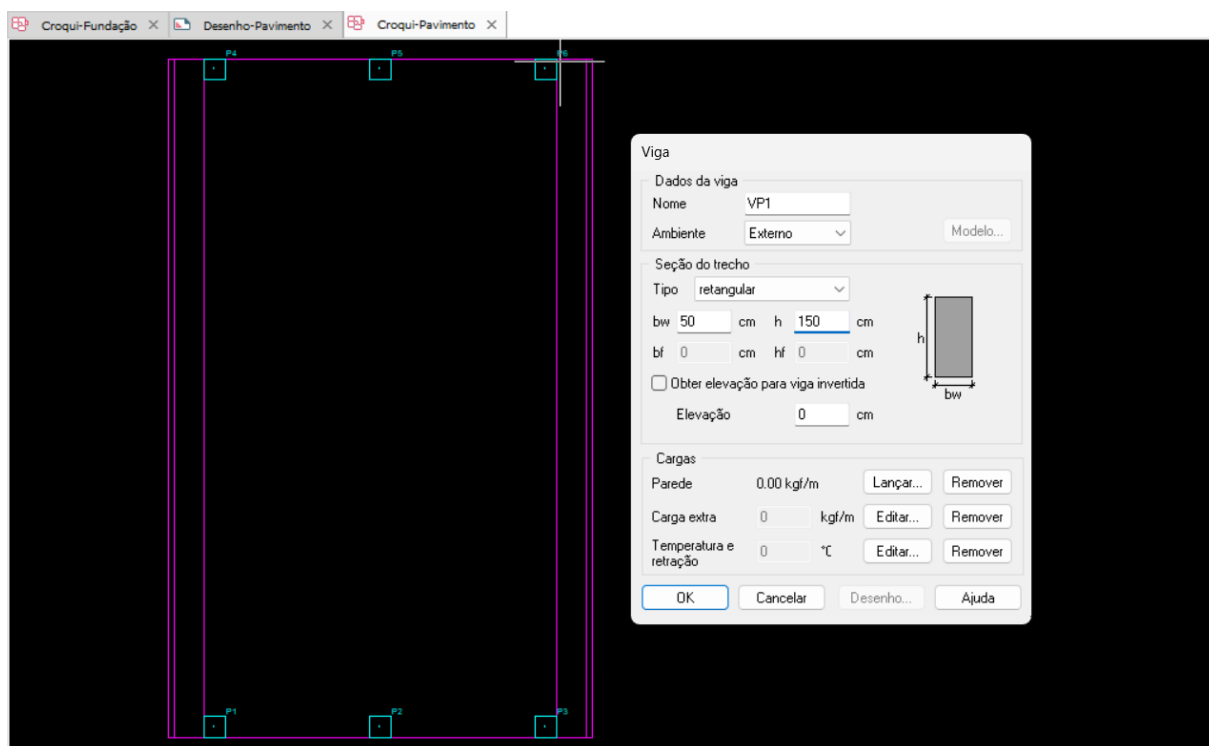


Fonte: Autoria própria (2026)

Em sequência, após o lançamento dos pilares, inicia-se o processo de lançamento das vigas longarinas que sustentarão o carregamento proveniente do estrado da ponte e realizarão a transferência de carga para os pilares e, conseqüentemente, para as

fundações da estrutura. Dessa forma, no lançamento das longarinas, tem-se a predefinição das características destes elementos e, em virtude dos resultados obtidos na análise bidimensional, deve-se utilizá-los como ponto de partida para o lançamento conforme mostra o lançamento da viga principal 1 (VP1) na Figura 45.

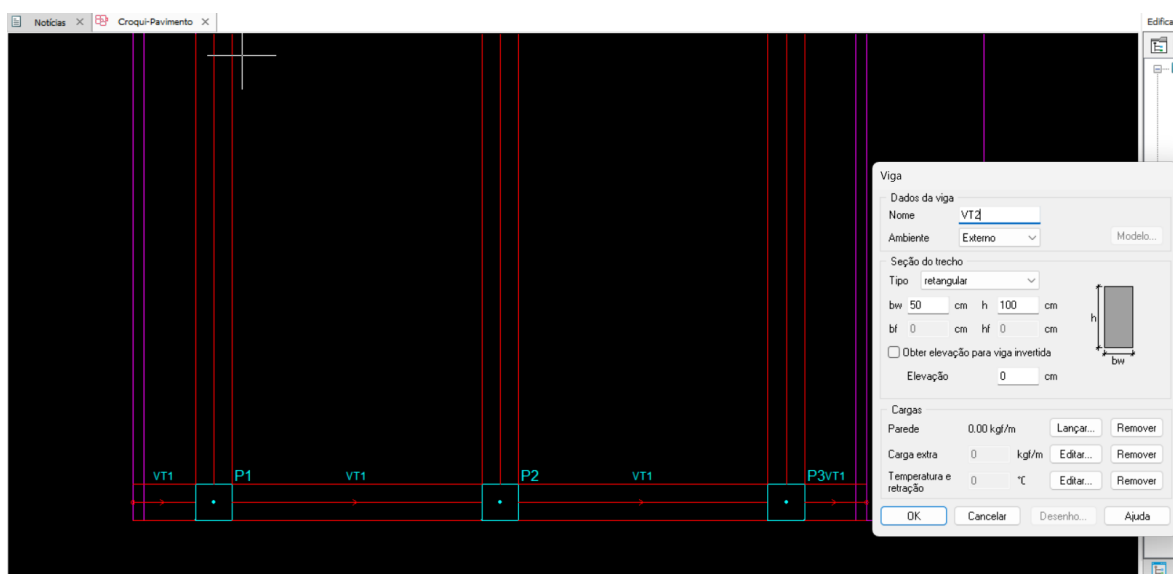
Figura 45 - Lançamento de vigas principais no Eberick



Fonte: Autoria própria (2026)

Em prosseguimento, tem-se o lançamento das vigas transversinas por intermédio do mesmo processo do lançamento das vigas longarinas. Vale ressaltar que não fizemos a alteração nas dimensões destas e, portanto, manteve-se a seção transversal inicial conforme mostra a Figura 46.

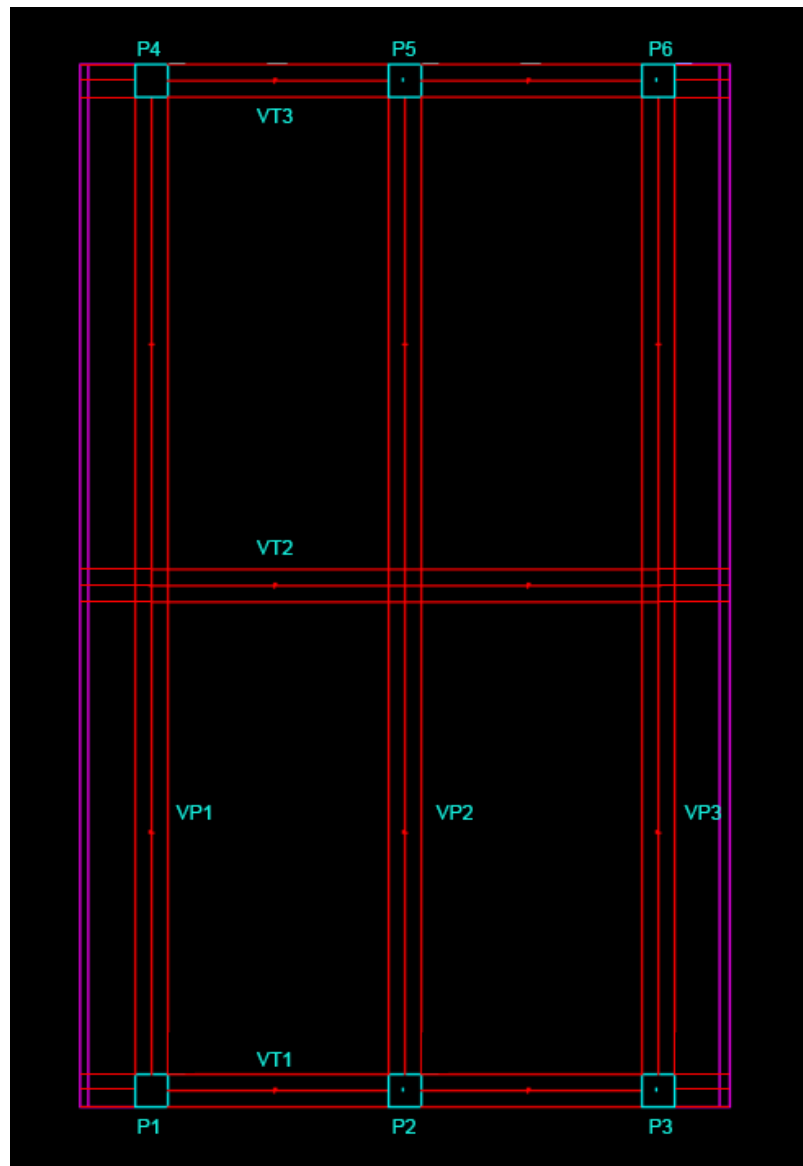
Figura 46 - Lançamento de vigas transversinas no Eberick



Fonte: Autoria própria (2026)

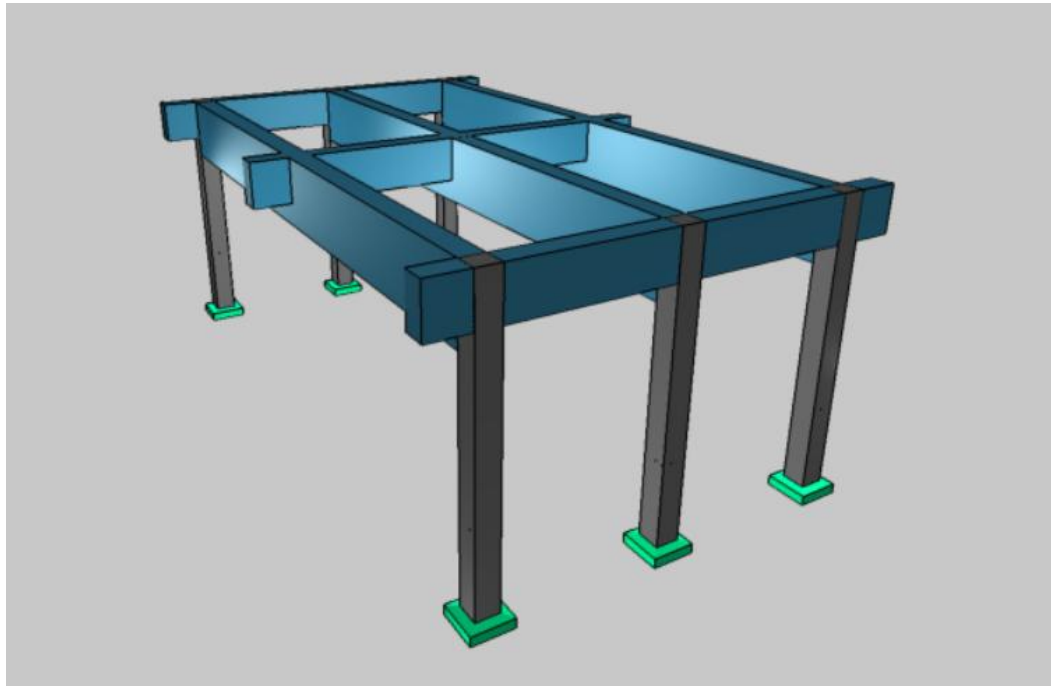
Assim, a partir do lançamento de pilares, longarinas e transversinas, tem-se uma ideia do modelo estrutural da ponte conforme demonstram as Figuras 47 e 48 a seguir.

Figura 47 - Pilares, vigas longarinas e vigas transversinas lançadas no Eberick



Fonte: Autoria própria (2026)

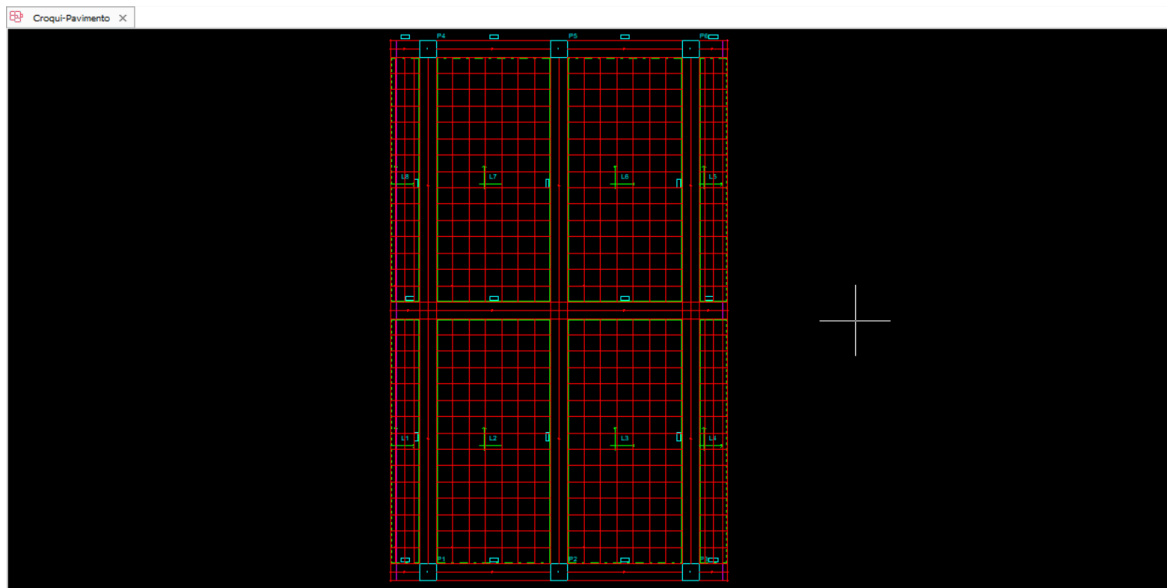
Figura 48 - Representação 3D da estrutura lançada no Eberick



Fonte: Autoria própria (2026)

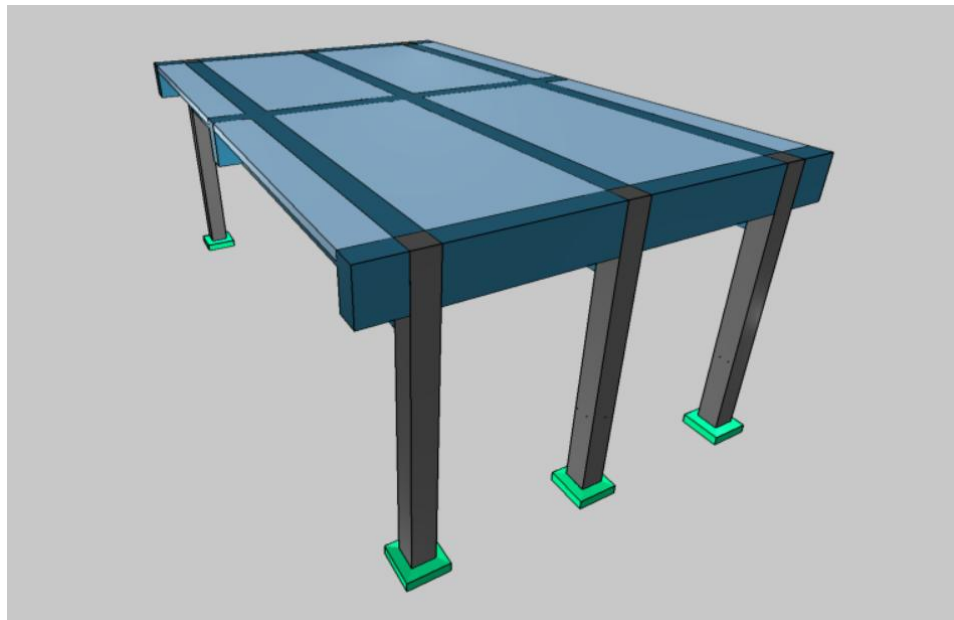
Por fim, a última etapa da modelagem consiste no lançamento do estrado da ponte que, para os fins deste trabalho no ambiente do programa, deve ser adotado como um sistema de laje maciça. Utiliza-se, dentro do *software*, a ferramenta de barras para a determinação do contorno do tabuleiro e posteriormente, a ferramenta de lajes para o lançamento da laje maciça de concreto conforme mostram as Figuras 49 e 50.

Figura 49 - Lançamento das lajes no Eberick



Fonte: Autoria própria (2026)

Figura 50 - Representação 3D do lançamento das lajes no Eberick



Fonte: Autoria própria (2026)

Para o carregamento de revestimento atuante nas lajes em que se encontra a pista de rolamento, adotou-se o seguinte:

$$\gamma_{rev} * h_{rev} = \text{carregamento de revestimento}$$

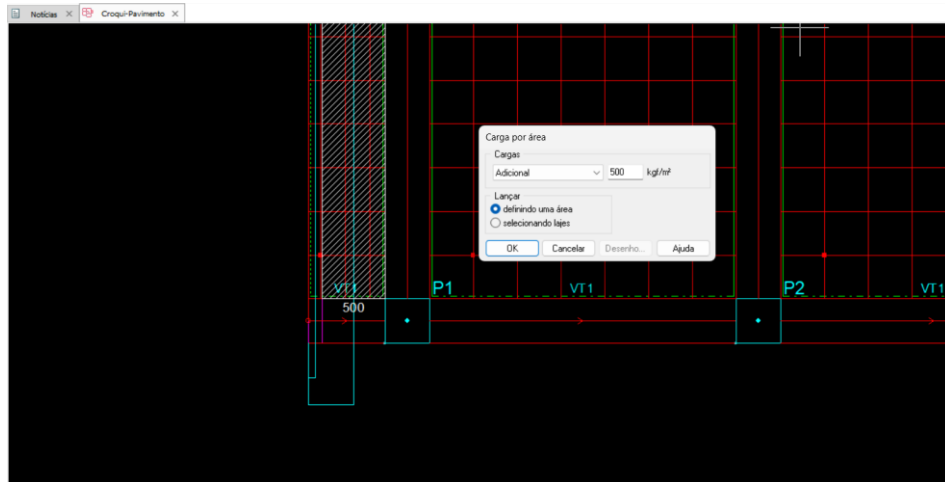
$$\text{carregamento de revestimento} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,15 \text{ m} = 360 \text{ kgf/m}^2$$

Além disso, faz-se necessário o lançamento das cargas referentes ao guarda-corpo e ao passeio. Dessa forma, utiliza-se a ferramenta de carga por área do *software* para o lançamento do carregamento referente ao passeio nas lajes da ponte, conforme a Figura 51. Por fim, fez-se:

$$\gamma_{concreto} * h_{passeio} = \text{carregamento de passeio}$$

$$\text{carregamento de passeio} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,20 \text{ m} = 500 \text{ kgf/m}^2$$

Figura 51 - Lançamento do carregamento oriundo do passeio no Eberick



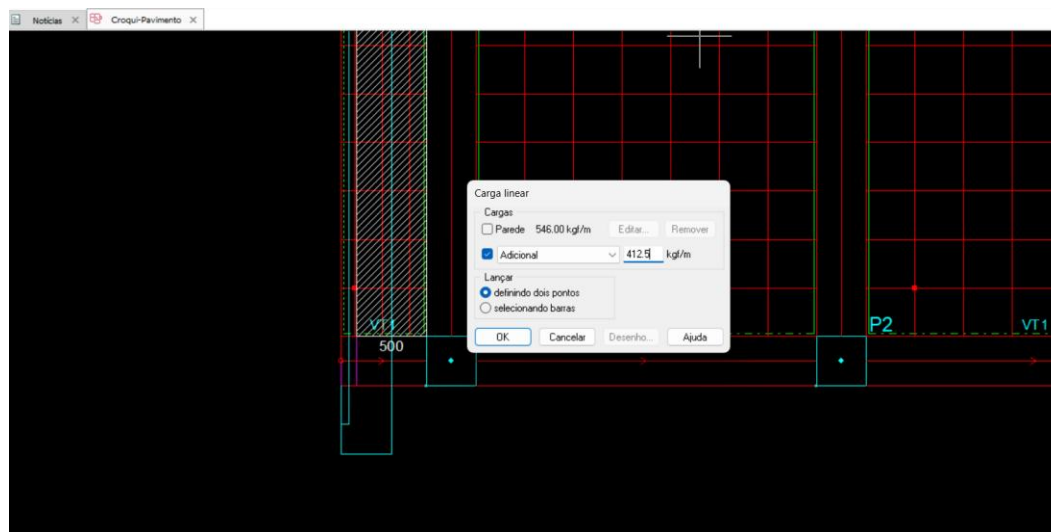
Fonte: Autoria própria (2026)

Em adição, utiliza-se a ferramenta de carregamento linear, conforme a Figura 52, para o devido posicionamento das cargas oriundas dos guarda-corpos da ponte. Para isso, fez-se:

$$\gamma_{\text{concreto}} * b_{\text{guarda-corpo}} * h_{\text{guarda-corpo}} = \text{carregamento de guarda - corpo}$$

$$\text{carregamento de guarda - corpo} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,15 \text{ m} * 1,10 \text{ m} = 412,5 \text{ kgf/m}$$

Figura 52 - Lançamento do carregamento de guarda-corpos no Eberick



Fonte: Autoria própria (2026)

Em seguida, com o intuito de simular o mais próximo possível o carregamento móvel deste estudo, adotar-se-ia o carregamento accidental para as lajes sem a presença do veículo-tipo com o valor de 528 kgf/m² (equivalente ao valor da carga em kN/m²) determinado para o trem-tipo majorado e, por fim, para as cargas pontuais, utilizar-se-ia o valor de 5,28 tf.

Porém, com o intuito de simplificar os cálculos e métodos utilizados, optou-se por adotar o trem-tipo de projeto ao invés do trem-tipo de norma. Para tanto, faz-se necessário a integração do valor da carga de multidão (675 kgf/m²) distribuído na área do veículo-tipo (18 m²) de modo a obter uma carga unificada dos carregamentos das regiões do veículo e fora do veículo e a redução das cargas pontuais para não causar sobrepeso na estrutura. Portanto, fez-se:

$$528,00 \frac{kgf}{m^2} * 18 m^2 = 9,50 tf$$

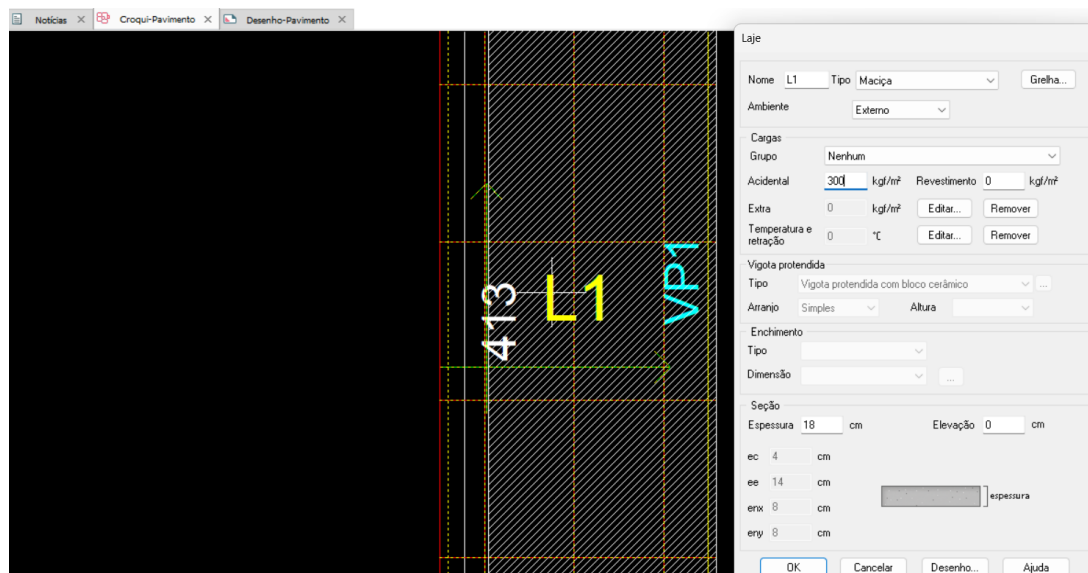
$$5,28 tf * 6 = 31,68 tf \text{ (peso do veículo – tipo)}$$

$$\text{Peso do veículo} - \text{tipo reduzido} = 31,68 - 9,50 = 22,18 \text{ tf}$$

$$\text{Cargas pontuais} = \frac{22,18}{6} \text{ tf} = 3,697 \text{ tf}$$

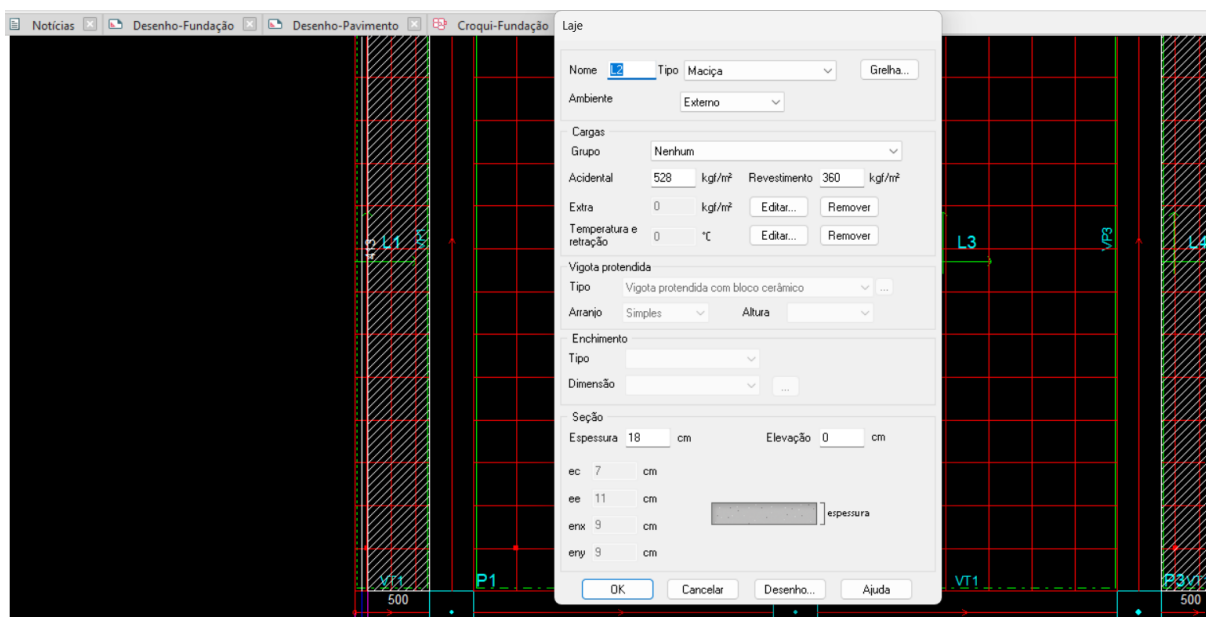
Assim, devido à adaptação do método de cálculo, faz-se necessário revisitar a análise obtida pelo *Ftool* da linha de influência de reação das vigas principais para analisar o correto posicionamento das cargas acidentais de acordo com a viga em estudo. Isto é, para a análise da VP1/VP3, deve-se realizar o lançamento das cargas acidentais do fluxo de pessoas nos passeios e os carregamentos acidentais retromencionados referentes às cargas móveis na região de trânsito dos veículos nas lajes L2 e L6 conforme mostram as Figuras 53 e 54.

Figura 53 - Lançamento do carregamento da laje para análise da VP1/VP3 no Eberick



Fonte: Autoria própria (2026)

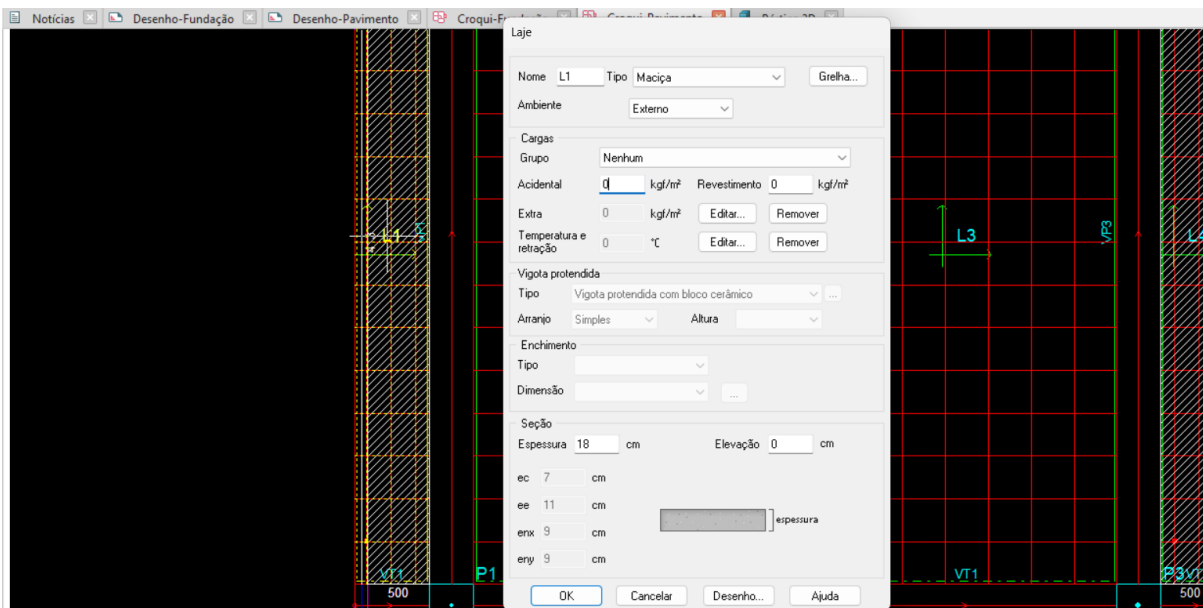
Figura 54 - Lançamento das cargas acidentais no Eberick para análise da VP1/VP3



Fonte: Autoria própria (2026)

Para a VP2, por sua vez, não se deve fazer o lançamento das cargas referentes ao fluxo de pessoas nos passeios uma vez que o carregamento desta parte da ponte favorece a redução dos esforços na viga em estudo. Portanto, faz-se o carregamento acidental da pista de rolamento dos veículos em todas as lajes e retira-se, conforme a Figura 55, o carregamento oriundo do fluxo de pessoas nos passeios.

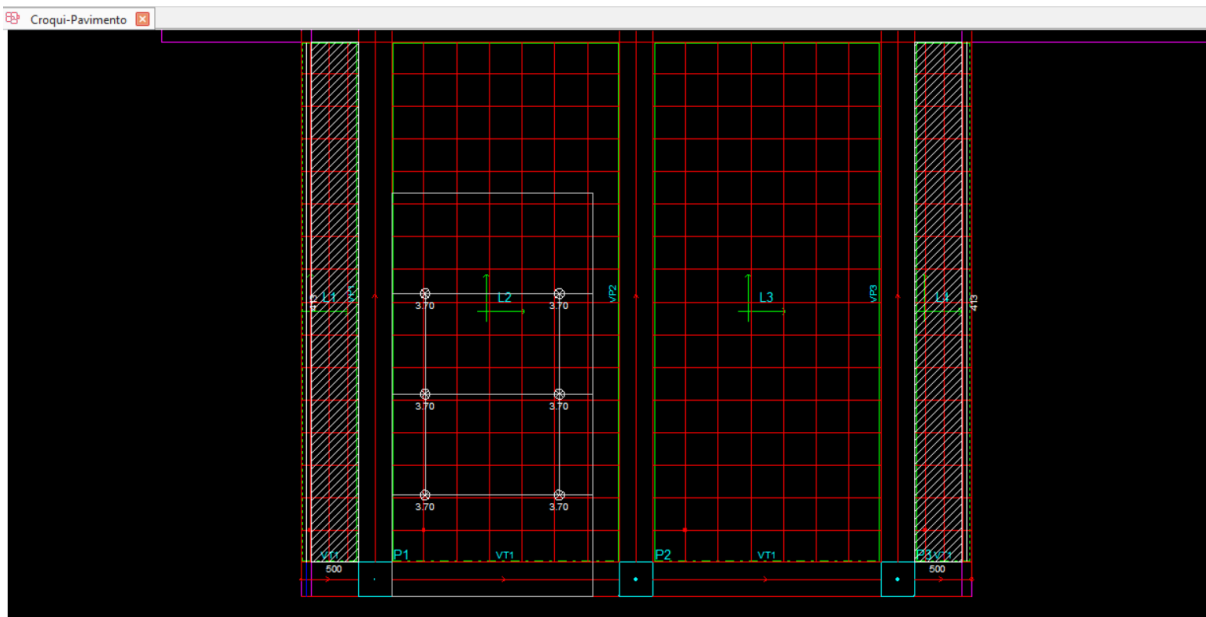
Figura 55 - Retirada da carga acidental nos passeios para análise da VP2



Fonte: Autoria própria (2026)

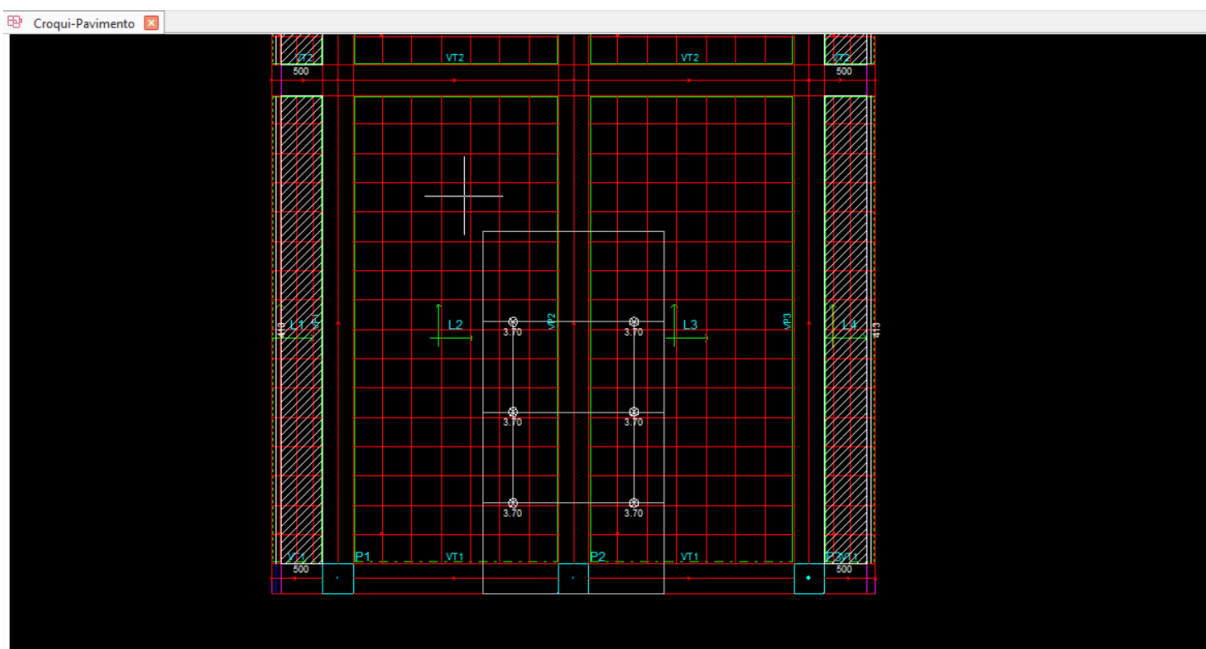
A modelagem da estrutura é um processo indispensável para a análise do comportamento estrutural de um determinado conjunto. Logo após a conclusão do lançamento da estrutura, tem-se, então, a etapa que diz respeito à simulação do comportamento do sistema mediante a atuação das cargas previstas para atuarem neste. Assim sendo, deve-se proceder com o lançamento dos carregamentos móveis que atuarão na ponte por meio de uma adaptação, de modo que possibilite realizar a análise com base numa simulação do trem-tipo mediante a utilização de cargas localizadas dentro das dimensões do veículo-tipo aplicadas em diversos pontos da ponte de modo a encontrar o dimensionamento de maior desfavorecimento, conforme apresentam as Figuras 56, 57, 58 e 59.

Figura 56 - Posicionamento 1 da simulação da carga móvel



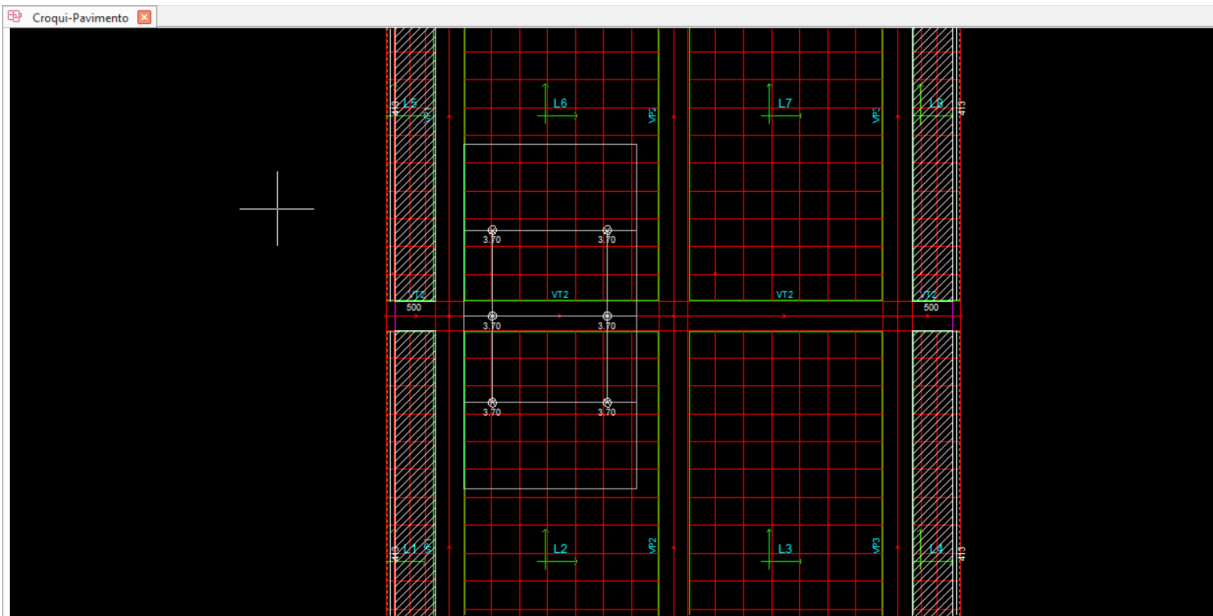
Fonte: Autoria própria (2026)

Figura 57 - Posicionamento 2 da simulação da carga móvel



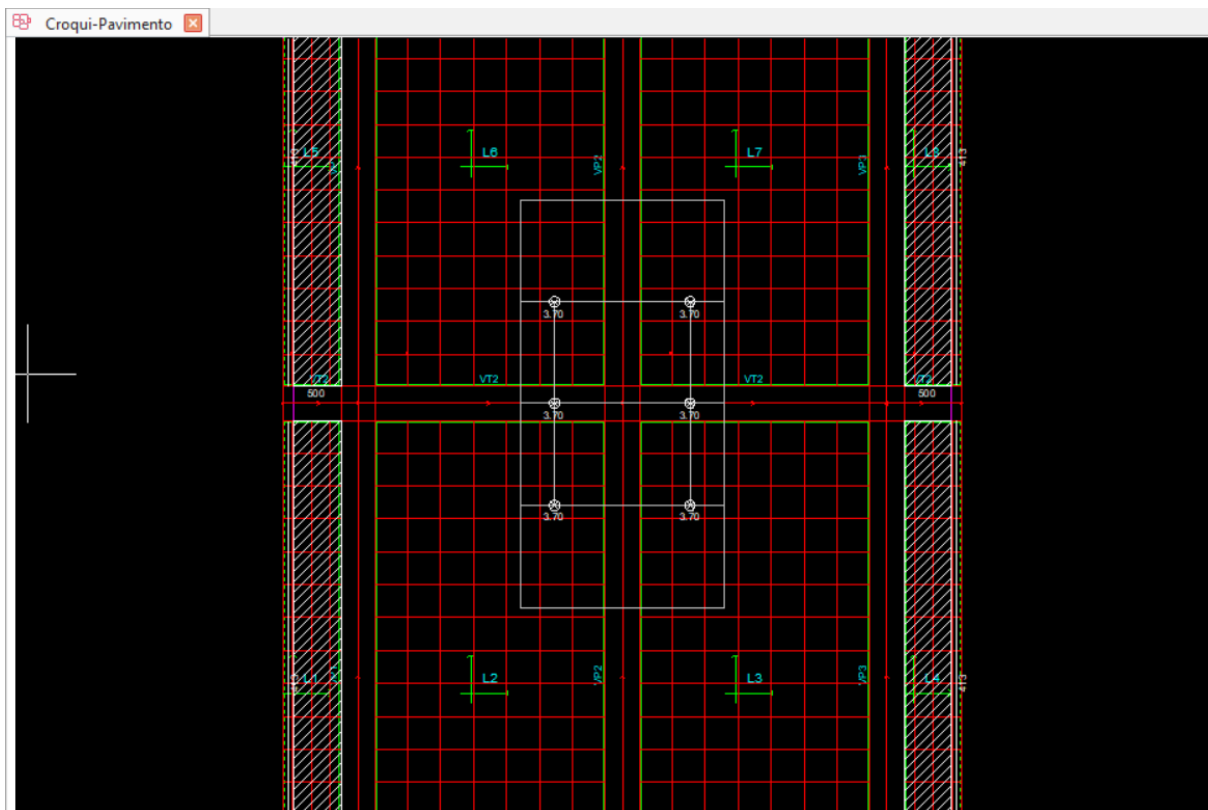
Fonte: Autoria própria (2026)

Figura 58 - Posicionamento 3 da simulação da carga móvel



Fonte: Autoria própria (2026)

Figura 59 - Posicionamento 4 da simulação da carga móvel



Fonte: Autoria própria (2026)

Por fim, após o lançamento de cargas sob a modelagem estrutural, tem-se o processamento do pórtico espacial e a verificação deste no Estado Limite Último (ELU) para cada um dos posicionamentos retromencionados de modo a obter o dimensionamento das vigas principais. Por último, o *software* fornece, como resultado do dimensionamento, uma tabela com o quantitativo de aço e concreto necessário para a execução do projeto, assim, torna-se possível analisar qual o cenário de maior desfavorecimento em consequência do posicionamento das cargas na estrutura.

4 RESULTADOS

4.1 Resultados do pré-dimensionamento no *Ftool*

Em virtude dos cálculos supracitados, tem-se para a armadura longitudinal das vigas principais:

a) VP1/VP3:

$$A_s = 68,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi 20mm} = \pi * r^2$$

$$A_{\phi 20mm} = \pi * \frac{D^2}{4}$$

$$A_{\phi 20mm} = \pi * \frac{2.0^2}{4} = 3,1415 \text{ cm}^2$$

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 20mm}} = 22 \text{ barras de } \phi 20mm$$

b) VP2:

$$A_s = 94,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi 20mm} = \pi * r^2$$

$$A_{\phi 20mm} = \pi * \frac{D^2}{4}$$

$$A_{\phi 20mm} = \pi * \frac{2.0^2}{4} = 3,1415 \text{ cm}^2$$

$$n_{barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 20mm}} = 31 \text{ barras de } \phi 20mm$$

Além disso, a partir da obtenção do valor da taxa de armadura de aço para cada uma das vigas, tem-se, por intermédio do supracitado:

a) VP1/VP3:

$$V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \therefore s_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 30 \text{ cm}$$

$$870,44 \leq 0,67 * 3.436,71 \therefore s_{m\acute{a}x} = 0,6 * 135 \leq 30 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 81 \leq 30 \text{ cm}$$

Como o resultado é maior do que o limite máximo, adota-se, então, o limite máximo para espaçamento entre os estribos. Com isso, tem-se o cálculo do número de barras necessário para os estribos:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 5,26 \frac{cm^2}{m}$$

$$\frac{A_{sw}}{0,3} = 5,26 \frac{cm^2}{m} = 1,578 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi 6.3mm} = \pi * \frac{0.63^2}{4} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$n_{barras} = \frac{A_{sw}}{A_{\phi 6.3mm}} = 6 \text{ barras de } \phi 6.3mm$$

b) VP2:

$$V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \therefore s_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 30 \text{ cm}$$

$$1.213,66 \leq 0,67 * 4.122,32 \therefore s_{m\acute{a}x} = 0,6 * 135 \leq 30 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 81 \leq 30 \text{ cm}$$

Como o resultado é maior do que o limite máximo, adota-se, então, o limite máximo para espaçamento entre os estribos. Com isso, tem-se o cálculo do número de barras necessário para os estribos:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 10,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{A_{sw}}{0,3} = 10,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 3,072 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi 6.3\text{mm}} = \pi * \frac{0.63^2}{4} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$n_{barras} = \frac{A_{sw}}{A_{\phi 6.3\text{mm}}} = 10 \text{ barras de } \phi 6.3\text{mm}$$

Em síntese, tem-se como resultado do dimensionamento realizado no *Ftool* o quantitativo de barras de aço necessário para vencer os esforços solicitantes conforme demonstra a Tabela 21.

Tabela 21 - Relação de aço para as Vigas Principais pelo dimensionamento no *Ftool*

Viga em análise	Armadura longitudinal	Armadura transversal
VP1	22 Φ 20 mm	6 Φ 6.3 mm
VP2	31 Φ 20 mm	10 Φ 6.3 mm

Fonte: Autoria própria (2026)

4.2 Resultados do dimensionamento no *Eberick*

Após o processamento da estrutura para cada um dos posicionamentos da carga móvel, tem-se, por intermédio do software, o quantitativo de aço necessário para atender as vigas para cada um dos casos conforme a Tabela 22.

Tabela 22 - Relação de aço para as Vigas Principais pelo dimensionamento no *Eberick*

Viga em análise	Posicionamento da Carga Móvel	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal
VP1 = VP3	1	18 Φ 20 mm	42 Φ 6.3 mm
	3	19 Φ 20 mm	42 Φ 6.3 mm
VP2	2	18 Φ 20 mm	42 Φ 6.3 mm
	4	19 Φ 20 mm	42 Φ 6.3 mm

Fonte: Autoria própria (2026)

Diante do supracitado, é possível perceber uma diferença considerável nos resultados obtidos no tocante à armadura transversal das vigas principais. Cabe ressaltar que as formulações e dimensionamentos apresentados neste trabalho para o dimensionamento no *software Ftool* considera cálculos simplificados. Em virtude disso, entende-se que apesar de os resultados possuírem caráter aproximado, estes apresentam divergências em relação ao comportamento real da estrutura e a métodos de dimensionamento mais complexos. Portanto, para a aplicação prática do projeto faz-se necessário a utilização de formulações integrais ou o emprego de *softwares* projetados para a análise e dimensionamento de pontes.

4.3 Resultados gerais

Ademais, pode-se, a partir dos resultados obtidos, fazer a relação do quantitativo de material necessário para a execução da obra da ponte objeto deste estudo. Dessa forma, tem-se explicitado na Tabela 23, os elementos componentes e seus respectivos quantitativos.

Tabela 23 - Relação de volume de material dos elementos da ponte

Elemento	Material componente	Volume
Vigas Longarinas	Concreto	28,71 m ³
Vigas Transversinas	Concreto	15,00 m ³
Lajes	Concreto	28,80 m ³
Barreira Lateral	Concreto	5,28 m ³
Passeio	Concreto	4,48 m ³
Asfalto	Concreto Betuminoso Usinado a Quente	19,92 m ³

Armaduras Longitudinais (Vigas Principais)	Aço CA-50	0,215 m ³
Armaduras Transversais (Vigas Principais)	Aço CA-60	0,047 m ³

Fonte: Autoria própria (2026)

Por fim, é igualmente possível tomar uma análise quantitativa do peso que cada um dos elementos exerce no conjunto estrutural por intermédio dos dados expostos na Tabela 24.

Tabela 24 - Relação quantitativa de peso dos elementos da ponte

Elemento	Material componente	Peso específico	Volume	Peso aparente
Vigas Longarinas	Concreto	2,50 t/m ³	28,71 m ³	71,78 t
Vigas Transversinas	Concreto	2,50 t/m ³	15,00 m ³	37,50 t
Lajes	Concreto	2,50 t/m ³	28,80 m ³	72,00 t
Barreira Lateral	Concreto	2,50 t/m ³	5,28 m ³	13,20 t
Passeio	Concreto	2,50 t/m ³	4,48 m ³	11,20 t
Asfalto	Concreto Betuminoso Usinado a Quente	2,40 t/m ³	19,92 m ³	47,81 t

Armaduras Longitudinais (Vigas Principais)	Aço CA-50	7,85 t/m ³	0,215 m ³	1,69 t
Armaduras Transversais (Vigas Principais)	Aço CA-60	7,85 t/m ³	0,047 m ³	0,37

Fonte: Autoria própria (2026)

5 CONCLUSÃO

5.1 Considerações finais

O presente trabalho teve como objetivo realizar uma análise comparativa do dimensionamento de vigas principais para uma ponte de concreto armado visando a interligação dos bairros Lagoa e Santa Cruz, no município de Ouro Preto – MG. A necessidade desta infraestrutura justifica-se pelo crescimento demográfico local, impulsionado pela implantação do Residencial Efigênia Carabina, que, atrelado ao obstáculo geográfico natural de um curso d'água perene, demanda rotas mais eficientes para a mobilidade urbana.

Efetivamente, a partir dos critérios normativos utilizados, tornou-se possível a realização do estudo e a definição das características e carregamentos inerentes ao dimensionamento da ponte. Diante disso, a metodologia adotada compreendeu a modelagem computacional bidimensional por intermédio do *Ftool* e tridimensional mediante o *Eberick*, o que permitiu a análise dos esforços solicitantes e a determinação das características necessárias para suportar os carregamentos estudados. Dessa forma, nota-se que o dimensionamento realizado pelo *Ftool* resultou em um quantitativo ligeiramente maior para a armadura longitudinal e, para a armadura transversal, obteve-se um quantitativo consideravelmente menor em relação ao dimensionamento realizado pelo *Eberick*. Dessa forma, diante da distinção entre os dimensionamentos, percebe-se o caráter aproximado dos resultados da solução em concreto armado, porém, verifica-se a necessidade da realização de cálculos mais precisos e a utilização de softwares desenvolvidos para o projeto de pontes.

Conclui-se, portanto, que a construção da ponte é tecnicamente viável e representa uma solução eficiente para mitigar os gargalos logísticos atuais, reduzindo significativamente o tempo de deslocamento entre os bairros. Além disso, acrescenta-se a dedução de que o dimensionamento por ambos os métodos retornou valores próximos para os quantitativos de armaduras longitudinais e valores distintos para as armaduras transversais, quiçá devido à simplificação dos cálculos visto se tratar de um pré-projeto.

5.2 Sugestões para futuros trabalhos

Em virtude dos resultados obtidos e nas limitações observadas durante o desenvolvimento deste estudo, recomenda-se, para trabalhos futuros, a continuidade dos estudos focados na otimização estrutural e na diversificação das soluções construtivas da ponte.

Em especial, recomenda-se a realização de uma análise detalhada para o cálculo e dimensionamento específico dos pilares e do sistema de fundação do conjunto, uma vez que o dimensionamento da superestrutura tenha sido o foco central desta análise e que, efetivamente, esses elementos são indispensáveis para a verificação da estabilidade global da estrutura.

Além disso, propõe-se, igualmente, o desenvolvimento de um estudo comparativo utilizando sistemas construtivos distintos dos adotados neste trabalho. Dessa forma, sugere-se a avaliação da viabilidade técnica da construção da ponte objeto deste trabalho em estrutura mista bem como a aplicação de vigas de concreto pré-moldadas.

Por fim, sugere-se de mesmo modo a realização de um orçamento analítico detalhado para a estrutura projetada, incluindo o levantamento de quantitativos de materiais, serviços e custos indiretos e a apresentação da proposta da ponte à Secretaria de Obras da Prefeitura Municipal de Ouro Preto (PMOP) como alternativa viável de melhoria da infraestrutura viária do município frente os avanços de desenvolvimento urbano.

REFERÊNCIAS

ÁLVARES, P. M. F.; COELHO, P. P.; SOUZA, H. A. de. **Os desafios da mobilidade urbana nas cidades históricas: o contexto da elaboração do plano de mobilidade urbana da cidade de Ouro Preto - MG**. Congresso luso brasileiro para o planejamento urbano, regional, integrado e sustentável, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto — Procedimento**. Rio de Janeiro, 2026.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187: **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido — Procedimento**. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas — Procedimento**. Rio de Janeiro, 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: **Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mistas aço concreto**. Rio de Janeiro, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14885: **Segurança no tráfego - Barreiras de concreto**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16694: **Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 17245: **Ações devido ao tráfego de veículos ferroviários e metroferroviários em pontes, viadutos e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2025.

BASTOS, Paulo. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**: notas de aula da disciplina 2123 - Estruturas de Concreto II. Universidade Estadual Paulista, 2025.

BASTOS, Paulo. **Flexão normal simples - vigas**: notas de aula da disciplina 2117 - Estruturas de Concreto I. Universidade Estadual Paulista, 2023.

BELARMINO, Ariel; RODRIGUES, Carlos; JÚNIOR, Clauzerino; XAVIER, Gabriel; CARVALHO, Marcelo; ZOLET, Yuri; BENARROSH, Paula. **Criação e evolução das técnicas da engenharia na construção de pontes**. Faculdade de Rondônia, 2016.

BRASIL, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. IPR, 1996. Disponível em: <<https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-manuais/vigentes/698-manual-de-projeto-de-obras-de-arte-especiais-1.pdf>>. Acesso em: 19 jul. 2026.

CARVALHO, Roberto; FILHO, Jasson. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2014**. EdUFSCar, 2014.

CASTRO, Celso; GUIMARÃES, Valeria; MAGALHÃES, Aline. **História do turismo no Brasil**. 1. ed., Rio de Janeiro: Editora FGV, 2013.

CAVALCANTE, Gustavo. **Pontes em concreto armado: análise e dimensionamento**. Blucher, 2019.

CLEMENTE, Paolo. **History of bridges: materials and structural types of a monument to progress**. BER Open: International Journal of Bridge Engineering, Management and Research, v. 2, 2025.

COELHO, Nízea. **Minha Casa Minha Vida: Ouro Preto lança chamamentos públicos para novos empreendimentos habitacionais**. Prefeitura Municipal de Ouro Preto, 2026. Disponível em: <<https://www.ouropreto.mg.gov.br/noticia/5546>>. Acesso em: 7 jul. 2026.

COSTA, Janine. **Pontes e grandes obras: projeto de ponte em concreto armado**. Universidade Federal do Tocantins, 2016.

FELDMAN-BIANCO, Bela; SANJURJO, Liliana; SILVA, Douglas. **Migrações e deslocamentos: balanço bibliográfico da produção antropológica brasileira entre 1940 e 2018**. BIB, São Paulo, n. 93, p. 1-58, 2020.

FERNANDES, António; CORREIA, Vinicius. **Uma introdução ao estudo das pontes em viga**. Cadernos de Graduação: Ciências Exatas e Tecnológicas, Aracaju, v. 4, n. 1, 2017.

FILHO, Valdemar; SENHORAS, Elói. **Nomadismo na cultura: entre a fixação e a andança no espaço territorial**. IOLE, 2022.

GUEDES, Valdir. **Uma análise histórico-ambiental da região de Ouro Preto pelo relato de naturalistas viajantes do século XIX**. Filosofia e História da Biologia, v. 5, n. 1, p. 97-114, 2010.

LIMA, Maria. **Elaboração e dimensionamento estrutural de uma residência unifamiliar em concreto armado utilizando o software Eberick**. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia, 2025.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Pontes de concreto armado**. 2. ed. Blucher, 2018.

MARIANO, Mayara. **Aplicação e análise da utilização do software Eberick em um projeto residencial popular**. Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, 2015.

MASCARENHAS, Fernando; VITÓRIO, José; CHRISTOFORO, André; CARVALHO, Roberto. **A evolução da norma brasileira de cargas móveis para pontes rodoviárias**. Congresso brasileiro do concreto, 2020.

OLIVEIRA, Juliana. **Levantamento Topográfico – Residencial Santa Cruz – Fase 02: Levantamento Planialtimétrico Cadastral**. Prefeitura Municipal de Ouro Preto, 2024.

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

PIRES, Dalilah. **Notas de aula da disciplina de Pontes - ENC 550**. Universidade Federal de São João del Rei (UFSJ), 2022. Disponível em: <<https://www.scribd.com/document/398553318/Aula-2-Dimensionamento-Da-VP-Flexao-e-Cisalhamento-pontes>>. Acesso em 06 de julho de 2026.

PREFEITURA MUNICIPAL DE ITATIBA DO SUL. **Memorial descritivo: pavimentação asfáltica**. Itatiba do Sul, 2016.

SANTOS, Roberto. **A armação do concreto no Brasil**: história da difusão do sistema construtivo concreto armado e da construção de sua hegemonia. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

SENA, Fillipe. **Dimensionamento de vigas de concreto armado submetidas a flexão simples utilizando otimização**. Universidade Federal de Sergipe, 2022.

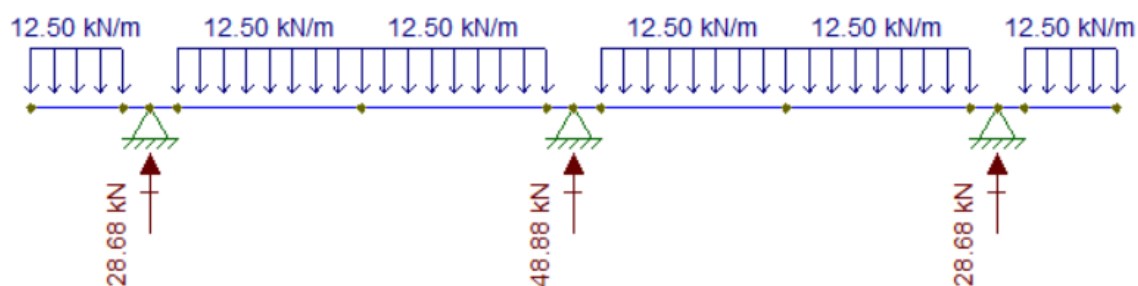
VALERIANO, Ricardo. **Pontes**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2021.

VILLAMAR, María; ALMEIDA, Gisele. **Mobilidade humana: perspectivas e desafios apresentação do dossiê**. Terceiro Milênio: Revista Crítica de Sociologia e Política, v. 8, n. 1, p. 7-18, 2017.

VITÓRIO, José. **Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão**. 1. ed. CREA-PE, 2002.

APÊNDICE A – ANÁLISE DE CARREGAMENTO ORIUNDO DAS VIGAS TRANSVERSINAS

Figura 60 - Reações de apoio devido ao carregamento oriundo das transversinas



Fonte: Autoria própria (2026)