

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS**

CARINA SANTINI ADAMATTI

**CONCEPÇÃO ESTRUTURAL, PRÉ-DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DAS
CARGAS E ENVOLTÓRIAS DE ESFORÇOS DA SUPERESTRUTURA DE UM
VIADUTO EM CONCRETO ARMADO**

CAXIAS DO SUL

2022

CARINA SATINI ADAMATTI

**CONCEPÇÃO ESTRUTURAL, PRÉ-DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DAS
CARGAS E ENVOLTÓRIAS DE ESFORÇOS DA SUPERESTRUTURA DE UM
VIADUTO EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheira Civil, na Universidade de Caxias do Sul na área de estruturas de concreto.

Orientador: Prof. Me. Luciano Zatti.

CAXIAS DO SUL

2022

CARINA SANTINI ADAMATTI

**CONCEPÇÃO ESTRUTURAL, PRÉ-DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DAS
CARGAS E ENVOLTÓRIAS DE ESFORÇOS DA SUPERESTRUTURA DE UM
VIADUTO EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil,
como requisito parcial para obtenção do
título de Engenheira Civil, na Universidade
de Caxias do Sul.

Orientador: Prof. Me. Luciano Zatti.

Aprovado em 08/07/2022

Banca Examinadora

Prof. Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul

Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva
Universidade de Caxias do Sul

Prof. Esp. Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul

RESUMO

No projeto de pontes, a determinação das cargas permanentes e variáveis às quais a estrutura estará submetida é imprescindível para a realização de um dimensionamento estrutural adequado e seguro. No entanto, para que isso seja possível, é necessária a realização de algumas etapas precedentes como a definição do projeto geométrico, escolha do modelo estrutural, pré-dimensionamento dos elementos e então a definição dos carregamentos. Sendo assim o presente trabalho teve como foco estas etapas iniciais juntamente com a determinação das cargas móveis e permanentes, seguidas da comparação de métodos geradores de linhas de influência, mais especificamente, o das longarinas indeslocáveis, Engesser-Courbon e FTOOL e por fim a obtenção das envoltórias de esforços da estrutura. A proposta se deu como um viaduto no sistema de vigas e laje, constituído por duas estruturas independentes (uma para cada sentido de fluxo) de 270 m de comprimento e 6,0 m de altura máxima, com seção transversal simétrica composta por 2 longarinas, largura de 10,80 m. Já o pré-dimensionamento resultou nas seguintes especificações de elementos: vigas T com alma e mesa de espessura de 30 cm, altura de 2,5 m e comprimento da mesa de 1,7 m; longarinas retangulares de 30 cm de espessura, 1,10 m de altura e 5,7 m de comprimento; laje de 30 cm e o pavimento flexível com 10 cm de espessura. Quanto as linhas de influência, os métodos analíticos obtiveram resultados semelhantes entre si e com o método computacional, existindo apenas uma discrepância referente ao resultado no balanço próximo a longarina em análise. Por fim, as envoltórias de esforços possibilitaram a determinação dos esforços máximos e mínimos da seção transversal com cortante de $V_{máx} = 276,4 \text{ kN}$ e $V_{mín} = 271,9 \text{ kN}$ nos apoios e os momentos de $M_{máx} = 326,5 \text{ kN.m}$ e $M_{mín} = 272 \text{ kN.m}$ no meio do vão central. Sendo assim, os métodos utilizados se demonstraram eficientes e obtiveram resultados adequados.

Palavras-chave: Trem-tipo. Concreto armado. Pré-dimensionamento. Projeto geométrico.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 - Diagrama de atividades que foram desenvolvidas..... | 22 |
| Figura 2 - Principais elementos constituintes de pontes e viadutos. | 24 |
| Figura 3 - Elementos constituintes de pontes e viadutos encontrados em sua seção transversal. | 25 |
| Figura 4 - Elementos constituintes de pontes e viadutos encontrados em sua seção longitudinal. | 26 |
| Figura 5 - Seções transversais maciças típicas: (a) Seção maciça retangular; (b) Seção maciça com balanços. | 31 |
| Figura 6 - Seção transversal maciça com vigas pré-moldadas. | 32 |
| Figura 7 - Seção transversal vazada para pontes em laje. | 33 |
| Figura 8 - Exemplos de seção T: (a) seção I com longarina de concreto pré moldadas (podendo ser também em perfis T ou quadradas); (b) seção I com longarinas metálicas; (c) seção T de longarinas com transversinas..... | 35 |
| Figura 9 - Vigas T e as respectivas nomenclaturas de suas dimensões..... | 35 |
| Figura 10 - Exemplos de seções caixão: (a) seção multicelular; (b) seção com redução de espessura nos balanços; (c) seção unicelular com redução de espessura nos balanços; (d) seção caixão treliçada..... | 36 |
| Figura 11 - Comportamento da distribuição de carregamentos de momento e torção em duas direções no sistema de lajes..... | 38 |
| Figura 12 - Vista aérea da localização do ponto onde será proposta a intervenção . | 47 |
| Figura 13 - Série histórica da frota de veículos da cidade de Caxias do Sul..... | 48 |
| Figura 14 - Vista aérea do local, com indicações dos sentidos de tráfego em cada conjunto de pistas..... | 49 |
| Figura 15 - Gráfico para a avaliação da necessidade de uma separação em níveis. | 51 |
| Figura 16 - Tabela com as características básicas de projeto para vias do sistema arterial principal..... | 52 |
| Figura 17 - Detalhamento das barreiras padrão..... | 58 |
| Figura 18 - Proposta de traçado da estrutura em estudo. | 66 |
| Figura 19 - Esboço do viaduto proposto (a) estrutura sobre a área estudada; (b) vista isométrica; (c) seção transversal..... | 67 |
| Figura 20 - Pré-dimensionamento das seções transversais das (a) transversinas e (b) longarinas do viaduto. As medidas apresentadas estão em centímetros. | 68 |

| | |
|---|----|
| Figura 21 - Seção transversal do viaduto com transversina com seus elementos pré-dimensionados. As medidas apresentadas estão em centímetros..... | 69 |
| Figura 22 - Seção transversal do viaduto sem transversina com seus elementos pré-dimensionados. As medidas apresentadas estão em centímetros..... | 69 |
| Figura 23 - Carregamento referente ao peso próprio da laje. | 71 |
| Figura 24 - Diagrama de esforço cortante referente ao peso próprio da laje. | 71 |
| Figura 25 - Diagrama de momento fletor esforço referente ao peso próprio da laje. | 71 |
| Figura 26 - Carregamento referente ao peso próprio do pavimento flexível. | 72 |
| Figura 27 - Diagrama de esforço cortante referente ao peso próprio do pavimento flexível. | 73 |
| Figura 28 - Diagrama de momento fletor referente ao peso próprio do pavimento flexível. | 73 |
| Figura 29 - Carregamento referente ao peso próprio das barreiras. | 74 |
| Figura 30 - Diagrama de esforço cortante referente ao peso próprio das barreiras. | 74 |
| Figura 31 - Diagrama de momento fletor referente ao peso próprio das barreiras. | 75 |
| Figura 32 - Carregamento referente ao peso próprio das transversinas. | 76 |
| Figura 33 - Diagrama de esforço cortante referente ao peso próprio das transversinas. | 76 |
| Figura 34 - Diagrama de momento fletor referente ao peso próprio das transversinas. | 76 |
| Figura 35 - Carregamento resultante da combinação das cargas permanentes na seção transversal. | 77 |
| Figura 36 - Diagrama de esforço cortante resultante da combinação das cargas permanentes na seção transversal..... | 78 |
| Figura 37 - Diagrama de momento fletor resultante da combinação das cargas permanentes na seção transversal..... | 78 |
| Figura 38 - Carregamento resultante da combinação das cargas permanentes na seção longitudinal..... | 79 |
| Figura 39 - Diagrama de esforço cortante resultante da combinação das cargas permanentes na seção longitudinal. | 79 |
| Figura 40 - Diagrama de momento fletor resultante da combinação das cargas permanentes na seção longitudinal. | 79 |
| Figura 41 - Distribuição de cargas no pior cenário dos carregamentos móveis na seção transversal..... | 80 |

| | |
|--|----|
| Figura 42 - Diagrama de esforço cortante obtido em decorrência do carregamento do pior cenário na seção transversal e a reação gerada por ele na Longarina 1. | 81 |
| Figura 43 - Diagrama de momento fletor obtido em decorrência do carregamento do pior cenário na seção transversal e a reação gerada por ele na Longarina 1. | 81 |
| Figura 44 - Determinação da reação gerada pelas cargas individuais no pior cenário, caso A1(carga concentrada) | 82 |
| Figura 45 - Diagrama de esforço cortante do caso A1, resultante da aplicação da carga concentrada individualizada no pior cenário..... | 82 |
| Figura 46 - Determinação da reação gerada pelas cargas individuais no pior cenário, caso A2(carga distribuída interior)..... | 83 |
| Figura 47 - Diagrama de esforço cortante do caso A2, resultante da aplicação da carga distribuída fora da área do trem-tipo no pior cenário..... | 83 |
| Figura 48 - Determinação da reação gerada pelas cargas individuais no pior cenário, caso A3(carga distribuída exterior)..... | 84 |
| Figura 49 - Diagrama de esforço cortante do caso A3, resultante da aplicação da carga distribuída em toda região crítica no pior cenário..... | 84 |
| Figura 50 - Arranjo dos carregamentos advindos do trem-tipo TB-450 na seção longitudinal. | 85 |
| Figura 51 - Linhas de influência de esforço cortante referente ao caso mais crítico da posição da carga móvel sobre a seção longitudinal. | 85 |
| Figura 52 - Linhas de influência do momento fletor referente ao caso mais crítico da posição da carga móvel sobre a seção longitudinal. | 85 |
| Figura 53 - Arranjo dos carregamentos advindos do trem-tipo TB-450 na seção transversal..... | 86 |
| Figura 54 - Linhas de influência de esforço cortante referente ao caso mais crítico da posição da carga móvel sobre a seção transversal..... | 86 |
| Figura 55 - Linhas de influência do momento fletor referente ao caso mais crítico da posição da carga móvel sobre a seção transversal..... | 87 |
| Figura 56 - Linha de influência para a Longarina 1 obtidas em (a) pelo método de Engesser-Courbon e (b) Longarinas indeslocáveis..... | 89 |
| Figura 57 - Linha de influência obtida pelo software FTOOL para a Longarina 1. | 89 |

| | |
|---|----|
| Figura 58 - Linha de influência para a Longarina 2 obtidas em (a) pelo método de Engesser-Courbon e (b) Longarinas indeslocáveis..... | 90 |
| Figura 59 - Linha de influência obtida pelo software FTOOL para a Longarina 2. | 90 |
| Figura 60 - Envoltória de esforços cortantes da seção trasnversal..... | 91 |
| Figura 61 - Envoltória de momento fletor da seção transversal | 93 |

LISTA DE QUADROS

| | |
|---|----|
| Quadro 1 - Critérios de classificação de pontes e viadutos e suas divisões. | 27 |
| Quadro 2 - Vantagens e Desvantagens do sistema estrutural de pontes em laje. | 38 |
| Quadro 3 - Espessuras mínimas das lajes de acordo com seu tipo..... | 39 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1 - Valores do índice de esbeltez para seções maciças..... | 32 |
| Tabela 2 - Valores do índice de esbeltez de seções T..... | 34 |
| Tabela 3 - Valores recomendados para a realização do dimensionamento preliminar de lajes em obras-de-arte especiais..... | 40 |
| Tabela 4 - Volume de tráfego horário nas vias que compõem a interseção em estudo. | 50 |
| Tabela 5 - Volume de tráfego horário estimado nas vias que compõem a interseção em estudo nos anos de 2016 e 2020. | 53 |
| Tabela 6 - Propriedades físicas dos materiais que irão compor a superestrutura do viaduto em estudo. | 56 |
| Tabela 7 - Volume de tráfego horário estimado atualizado nas vias que compõem a interseção em estudo nos anos de 2016 e 2020 com base na frota total da cidade de Caxias do Sul..... | 64 |
| Tabela 8 - Dados utilizados e peso próprio total da laje do viaduto | 70 |
| Tabela 9 - Peso próprio e cargas distribuídas geradas. | 70 |
| Tabela 10 - Dados utilizados e peso próprio total do pavimento flexível e do recapeamento do viaduto. | 72 |
| Tabela 11 - Peso próprio e cargas distribuídas geradas pelo pavimento flexível e recapeamento..... | 72 |
| Tabela 12 - Dados utilizados e peso próprio total das barreiras laterais do viaduto. | 73 |
| Tabela 13 - Peso próprio e carga distribuída (seção longitudinal) e concentrada (seção transversal) gerada pelas barreiras laterais do viaduto. | 74 |
| Tabela 14 - Dados utilizados e peso próprio total das transversinas do viaduto. | 75 |
| Tabela 15 - Peso próprio e carga distribuída (seção transversal) e concentrada (seção longitudinal) gerada pelas transversinas. | 75 |
| Tabela 16 - Coeficientes calculados e majoração da carga móvel..... | 80 |
| Tabela 17 - Dados utilizados na elaboração das equações correspondentes a cada trecho da seção, de acordo com a posição para o método das longarinas indeslocáveis..... | 88 |
| Tabela 18 - Equações das linhas de influência obtidas pelo método de Engesser-Courbon para as longarinas 1 e 2 | 88 |

| | |
|--|----|
| Tabela 19 - Esforços cortantes máximos e mínimos da estrutura de acordo com a posição na seção transversal. | 92 |
| Tabela 20 - Momentos fletores máximos e mínimos da estrutura de acordo com a posição na seção transversal. | 93 |

LISTA DE SIGLAS

| | |
|------|--|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| NBR | Norma Brasileira |
| DAER | Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem |
| DNIT | Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes |
| FEA | Finit Element Analisys |
| IBGE | Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística |
| MEF | Método de Elementos Finitos |
| UCS | Universidade de Caxias do Sul |
| UPS | Unidades de Carro de Passeio |
| SUS | Sistema Único de Saúde |

LISTA DE ABREVIATURAS

| | |
|-----------------------|---|
| m | Metros |
| m ² | Metro quadrado |
| m ³ | Metros cúbicos |
| cm | Centímetros |
| <i>f_{ck}</i> | Resistência característica do concreto à compressão |
| <i>MPa</i> | Megapascal |
| <i>GPa</i> | Gigapascal |
| °C | Graus Celsius |
| kN | Kilo newtons |
| kN/m | Kilo newtons por metro |
| kN/m ² | Kilo newtons por metro quadrado |
| kN/m ³ | Kilo newtons por metro cúbico |

LISTA DE SIMBOLOS

| | |
|-------------------|---|
| l_0 | Distância entre os pontos de momento nulo (m) |
| h | Altura (m) |
| l_{ef} | Largura efetiva |
| % | Por cento |
| h_{laje} | Altura da laje |
| CIV | Coefficiente de impacto vertical |
| CNF | Coefficiente de número de faixas |
| CIA | Coefficiente de impacto adicional |
| b_f | Largura colaborante da mesa da viga |
| b_w | Largura da alma da viga |
| a | Distância entre seções de momento nulo |
| b_3 e b_1 | Comprimento das abas da seção T |
| b_2 | Distância entre a extremidade de almas |
| h_f | Altura da mesa |
| q_{pav} | Peso próprio do pavimento |
| γ_{pav} | Peso Especifico do pavimento |
| h_{pav} | Altura do pavimento |
| q_{rec} | Peso específico do recapeamento |
| P | Carga concentrada do trem-tipo |
| p | Carga distribuída de multidão |
| Q | Carga concentrada ponderada |
| q | Carga concentrada ponderada |
| $V_{m\acute{a}x}$ | Esforço cortante máximo |

| | |
|--------------|--|
| V_{\min} | Esforço cortante mínimo |
| P_{laje} | Carga gerada pelo peso próprio da laje |
| $P_{pav.}$ | Carga gerada pelo peso próprio do pavimento flexível |
| $P_{bar.}$ | Carga gerada pelo peso próprio das barreiras |
| $P_{trans.}$ | Carga gerada pelo peso próprio das transversinas |
| Ry_{L1} | Reação vertical na Longarina 1 |
| x | Posição na viga (da esquerda para a direita) |
| M_{\max} | Momento fletor máximo |
| M_{\min} | Momento fletor mínimo |

SUMÁRIO

| | | |
|--------------|---|-----------|
| 1 | INTRODUÇÃO | 18 |
| 1.1 | TEMA..... | 19 |
| 1.2 | QUESTÃO DE PESQUISA | 19 |
| 1.3 | OBJETIVO | 19 |
| 1.3.1 | Objetivo Geral | 19 |
| 1.3.2 | Objetivos específicos | 20 |
| 1.4 | HIPÓTESE..... | 20 |
| 1.5 | PRESSUPOSTOS | 20 |
| 1.6 | DELIMITAÇÕES | 21 |
| 1.7 | LIMITAÇÕES | 21 |
| 1.8 | DELINEAMENTO | 21 |
| | | |
| 2 | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA | 23 |
| 2.1 | PONTES E VIADUTOS | 23 |
| 2.1.1 | Elementos constituintes | 23 |
| 2.1.2 | Classificações | 26 |
| 2.2 | NORMAS E MANUAIS | 28 |
| 2.2.1 | ABNT NBR 7187: 2021 | 28 |
| 2.2.2 | ABNT NBR 6118:2014 | 29 |
| 2.2.3 | ABNT NBR 7188: 2013 | 29 |
| 2.2.4 | ABNT NBR 8681:2003 | 29 |
| 2.2.5 | ABNT NBR 6123:1988 | 29 |
| 2.2.6 | Manual de projeto de obras de arte – DAER (1996) | 29 |
| 2.2.7 | Manual de projeto geométrico de travessias urbanas – DNIT (2010) | 30 |
| 2.3 | SEÇÕES TRANSVERSAIS | 30 |
| 2.3.1 | Seções maciças | 30 |
| 2.3.2 | Seções Vazadas | 32 |
| 2.3.3 | Seções “T” | 33 |
| 2.3.4 | Seções celulares | 35 |
| 2.4 | SISTEMAS ESTRUTURAIS | 37 |
| 2.4.1 | Pontes pênsil | 37 |
| 2.4.2 | Pontes em laje | 37 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 2.4.3 | Pontes em viga | 38 |
| 2.4.4 | Pontes pórtico..... | 40 |
| 2.4.5 | Pontes em arco | 41 |
| 2.5 | AÇÕES EM PONTES | 41 |
| 2.5.1 | Ações permanentes..... | 42 |
| 2.5.2 | Ações variáveis..... | 43 |
| 2.5.3 | Ações excepcionais..... | 45 |
| 2.6 | PRÉ-DIMENSIONAMENTO..... | 45 |
| 2.7 | LINHAS DE INFLUÊNCIAS | 46 |
| 2.8 | ESTUDO DE CASO..... | 47 |
| 3 | METODOLOGIA..... | 53 |
| 3.1 | CONTAGEM DE VEÍCULOS | 53 |
| 3.2 | MODELO DE VIADUTO PROPOSTOS..... | 53 |
| 3.2.1 | Projeto geométrico básico..... | 54 |
| 3.3 | SISTEMA ESTRUTURAL | 55 |
| 3.3.1 | Cargas permanentes | 55 |
| 3.3.2 | Propriedades dos materiais..... | 56 |
| 3.4 | PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA..... | 56 |
| 3.4.1 | Longarinas | 57 |
| 3.4.2 | Lajes..... | 58 |
| 3.4.3 | Barreiras | 58 |
| 3.4.4 | Transversinas | 58 |
| 3.5 | CARGAS ATUANTES NA SUPERESTRUTURA | 59 |
| 3.5.1 | Cargas móveis | 59 |
| 3.5.2 | Linhas de influência | 61 |
| 3.5.3 | Envoltória de esforços | 62 |
| 4 | RESULTADOS | 64 |
| 4.1 | Contagem de Veículos..... | 64 |
| 4.2 | Modelo proposto | 65 |
| 4.2.1 | Sistema Estrutural | 65 |
| 4.2.2 | Projeto Geométrico..... | 66 |
| 4.3 | PRÉ-DIMENSIONAMENTO..... | 68 |

| | | |
|--------------|---|-----------|
| 4.4 | Cargas permanentes | 69 |
| 4.4.1 | Cargas Permanentes Individuais | 70 |
| 4.4.2 | Cargas Permanentes Combinadas..... | 77 |
| 4.5 | Cargas móveis..... | 79 |
| 4.6 | Linhas de Influência..... | 87 |
| 4.7 | Envoltórias de esforços..... | 91 |
| 5 | CONCLUSÃO..... | 94 |
| 6 | TRABALHOS FUTUROS..... | 96 |
| | REFERÊNCIAS..... | 97 |

1 INTRODUÇÃO

Pontes estão diretamente relacionadas ao crescente nível de desenvolvimento de cidades e países, o qual acarreta a necessidade de se possuir uma malha de trânsito mais robusta, possibilitando a expansão dos territórios e propiciar o transporte eficiente de pessoas e mercadorias. Este tipo de obra de arte, que é focada na transposição de obstáculos, pode exigir que sejam empregadas soluções criativas ou até mesmo tecnologias inovadoras em seu projeto e construção fazendo assim com que estas obras respeitem requisitos técnicos, econômicos e sociais. Este aspecto desafiador destes tipos de estrutura representa um papel fundamental na evolução da Engenharia Civil.

A cidade de Caxias do Sul, localizada na região nordeste do Rio Grande do Sul, é atualmente o segundo maior município do estado em número de habitantes, ficando atrás apenas do município de Porto Alegre, com uma população estimada em 2021 de 523.716 habitantes (IBGE, 2021). O censo demográfico também aponta que o município lidera o ranking de PIB referente à atividade econômica industrial (IBGE, 2018), sendo assim é intenso o fluxo de produtos e insumos para o abastecimento das indústrias caxienses. O escoamento da produção e da matéria-prima se dá principalmente por via terrestre, em especial pelas rodovias BR-116 e a RS-122, vias que conectam a cidade entre as regiões que a compõem e ao restante do estado e país.

No caso da BR-116, além de ser uma via de ligação na cidade, nela estão presentes instituições de grande relevância como a Universidade de Caxias do Sul, a qual é a principal instituição de ensino superior da cidade e região, que de acordo com UCS (2021) atualmente possui 85 cursos de graduação, 18 cursos de mestrado e 11 cursos de doutorado gerando uma força de trabalho de cerca de 1800 funcionários e milhares de alunos que frequentam semanalmente ao menos um dos oito campi que compõem a universidade, sendo o principal deles o Campus Universitário de Caxias do Sul que se encontra nas proximidades da BR116, rua Francisco Getúlio Vargas, 1130 - Petrópolis, Caxias do Sul - RS, 95070-560.

O acesso à UCS se dá diretamente pela BR- 116 e pelo cruzamento da mesma, sendo o trânsito na região controlado por uma série de semáforos, o que nos horários de fluxo mais intenso ocasiona lentidões, congestionamento e em casos mais graves, acidentes. Sendo assim levantou-se a possibilidade da construção de um viaduto no ponto em que se localiza o acesso à universidade como uma forma de tornar o tráfego na região mais fluído, facilitado e seguro, tanto para pedestres quanto para os veículos. Resin (2016)

realizou os estudos de viabilidade da possível implementação de um viaduto na região em questão, estes estudos comprovaram a necessidade e a viabilidade deste tipo de estrutura no local.

Sendo assim, o presente trabalho trata do pré-dimensionamento de um viaduto na BR-116, mais especificamente no acesso à Universidade de Caxias do Sul, e da análise das cargas e dos esforços que o mesmo sofrerá, a fim de realizar a pré-dimensionamento de forma adequado e proporcionando segurança à estrutura em estudo.

1.1 TEMA

O tema norteador deste trabalho constitui-se da análise de modelos estruturais, pré-dimensionamento e da avaliação das cargas e das envoltórias de esforços da superestrutura de um viaduto de concreto armado em um trecho urbano de uma rodovia federal.

1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa que gerou o presente estudo é: qual modelo de viaduto em concreto armado seria mais adequado para ser implementado no trecho da BR-116 onde se encontra o acesso da Universidade de Caxias do Sul a fim de torná-lo mais seguro e otimizado tanto para pedestres quanto para veículos e quais seriam as cargas e o pré-dimensionamento de sua superestrutura?

1.3 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho foi subdividido em duas categorias, a primeira com o objetivo geral da pesquisa e a segunda com os objetivos específicos, descritas a seguir.

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho consiste em realizar o pré-dimensionamento e a análise das cargas da superestrutura de uma proposta de viaduto em concreto armado para melhorar o fluxo da BR-116.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) realizar pesquisa bibliográfica e normas;
- b) estudar os principais modelos estruturais de viadutos que podem ser utilizados;
- c) escolher com embasamento técnico o melhor modelo para a situação em estudo;
- d) realizar o pré-dimensionamento da superestrutura do modelo proposto;
- e) determinar as ações permanentes e variáveis às quais a superestrutura está submetida;
- f) obter as linhas de influência por meio de três métodos: longarinas indeslocáveis, Engesser-Courbon e pelo *Software* FTOOL;
- g) determinar as envoltórias de esforços;
- h) comparar e analisar os resultados obtidos nas etapas anteriores.

1.4 HIPÓTESE

Parte-se da ideia de que a melhor forma de se solucionar a crescente sobrecarga da via federal BR-116, mais especificamente no trecho km 148 onde encontra-se o acesso à Universidade de Caxias do Sul e ao Hospital Geral, se daria através do projeto e posterior construção de um viaduto em concreto, para melhorar o tráfego de veículos e pedestres que por lá transitam.

1.5 PRESSUPOSTOS

O presente trabalho tem como pressuposto que para a sua realização serão utilizadas as seguintes normas e manuais:

- a) ABNT NBR 7187: 2021 – Projeto de pontes de concreto armado e protendido: procedimento;
- b) ABNT NBR6118:2014 – Projetos de estruturas de concreto: procedimento;
- c) ABNT NBR7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarela e outras estruturas;
- d) ABNT NBR8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas: procedimento;

- e) DNER 1996 - Manual de projeto de obras de arte especiais;
- f) DNIT 2010 - Manual de projeto geométrico de travessias urbanas.

1.6 DELIMITAÇÕES

O presente trabalho delimita-se:

- a) levantamento dos modelos estruturais que podem ser adequados à situação do local;
- b) pré-dimensionamento dos principais elementos estruturais da superestrutura;
- c) utilização apenas das principais normas brasileiras referentes ao projeto de pontes e viadutos de concreto;
- d) utilização de apenas dois métodos de linhas de influência.

1.7 LIMITAÇÕES

Neste trabalho não será abordado:

- a) projeto geométrico detalhado do viaduto em estudo;
- b) dimensionamento estrutural dos elementos;
- c) considerou-se apenas as cargas atuantes nas lajes e vigas.

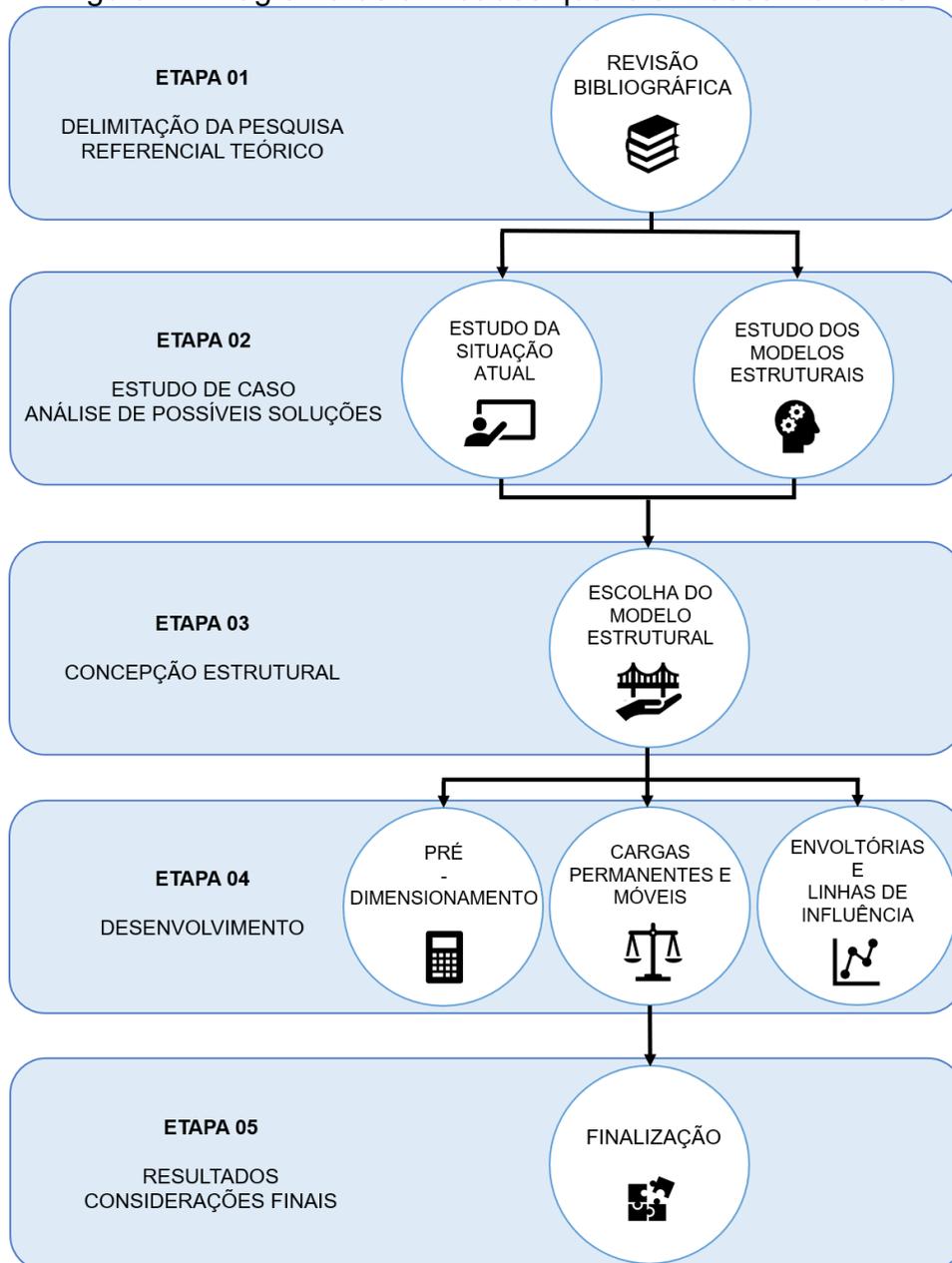
1.8 DELINEAMENTO

A estruturação das atividades a serem executadas para a realização deste trabalho se deu através das seguintes etapas dispostas na Figura 1.

Como pode-se observar, as atividades foram subdivididas em cinco etapas principais sendo a primeira na Etapa 01, na qual foi realizada a delimitação da pesquisa e o referencial teórico a ser utilizado ao longo do trabalho. Em seguida tem-se a Etapa 02, onde foram iniciados os estudos referentes à situação atual no local e o aprofundamento nos modelos estruturais que podem ser empregados no caso em análise, embasando assim a etapa seguinte. Já na Etapa 03, com os conhecimentos e estudos realizados nas etapas anteriores, procedeu-se com a escolha do modelo estrutural mais adequado para o projeto e para a via em que será realizado o estudo.

Subsequentemente, após o fim da Etapa 03, foi realizada a Etapa 04 a qual consistiu no desenvolvimento do pré-dimensionamento da estrutura escolhida, para melhor atender o fluxo da região, a determinação das cargas permanentes e móveis às quais a superestrutura estaria submetida e a obtenção das envoltórias de esforços e linhas de influência. Por fim realizou-se a Etapa 05 com os resultados obtidos em todo o estudo e as considerações finais obtidas através das análises e cálculos realizados.

Figura 1 - Diagrama de atividades que foram desenvolvidas.



Fonte: o autor (2022).

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo é abordado inicialmente a diferença entre pontes e viadutos, seguido por uma apresentação dos principais elementos que compõem estes tipos de obras de arte especiais, seus sistemas estruturais, ações bem como as normas e manuais que serão utilizados no presente trabalho.

2.1 PONTES E VIADUTOS

Pontes e viadutos são caracterizados, de acordo com Marchetti (2018), como estruturas utilizadas para realizar a ligação entre dois pontos onde tem-se a ocorrência de algum obstáculo a ser transposto, a natureza deste obstáculo a ser vencido é o que diferencia as pontes dos viadutos. Ainda segundo o autor, o termo “ponte” é utilizado para definir estruturas empregadas na transposição de quaisquer tipos de corpos de água, já o termo “viaduto” define estruturas nas quais os obstáculos são acidentes topográficos ou vias.

Ambas as estruturas possuem, em sua maioria, características semelhantes, apresentando apenas algumas diferenças pontuais. A seguir são apresentados os principais tópicos relevantes ao entendimento do tema.

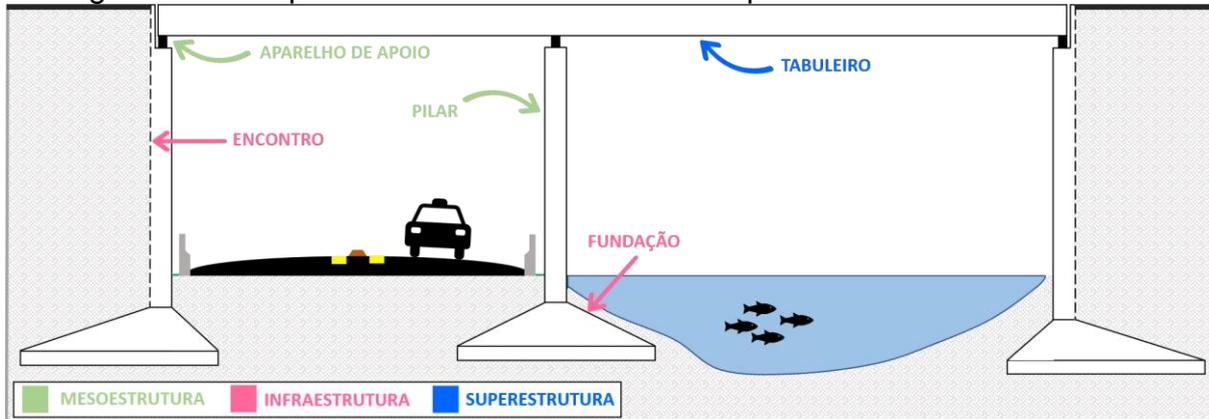
2.1.1 Elementos constituintes

De acordo com Pfeil (1979) tanto pontes quanto viadutos podem ter seus constituintes estruturais subdivididos em três grupos de elementos de acordo com o ponto de vista funcional de cada um. Na Figura 2 estão representados estes grupos e seus componentes.

Marchetti (2018) realiza esta subdivisão em Infraestrutura, Mesoestrutura e Superestrutura, sendo ela feita de acordo com a função de cada elemento. A infraestrutura compreende os elementos que transmitem os esforços do restante da estrutura diretamente para o solo ou rocha, englobando assim os blocos de estacas, as sapatas, tubulões ou qualquer fundação que seja necessária para o projeto, bem como os encontros. Em casos em que estão presentes, os encontros são caracterizados como as estruturas localizadas nas extremidades das pontes, mais especificamente, na interface ponte-aterro, e possuem

como função sustentar os esforços da superestrutura e de absorver empuxos do aterro, como uma espécie de muro de arrimo.

Figura 2 - Principais elementos constituintes de pontes e viadutos.



Fonte: adaptado de El Debs e Takeya (2007).

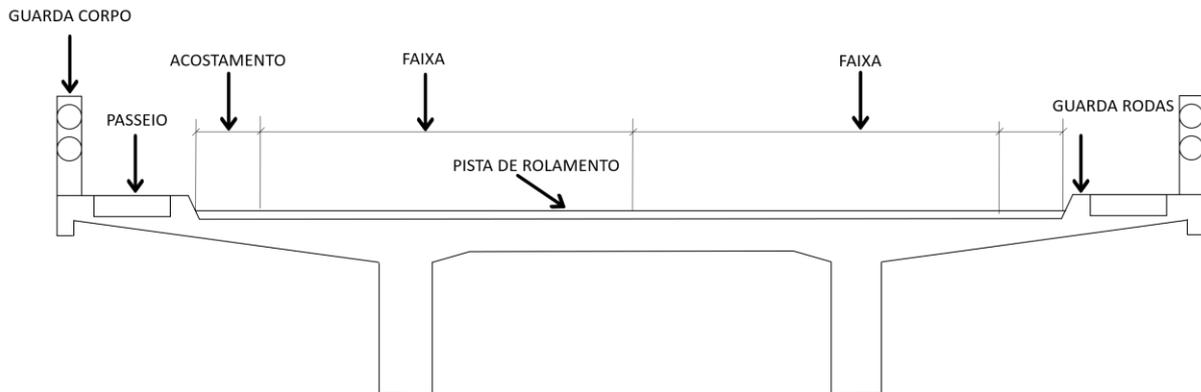
El Debs e Takeya (2007) descrevem a mesoestrutura como responsável por receber os esforços da superestrutura e transmiti-los para a infraestrutura, é constituída pelos aparelhos de apoio e pilares. Por fim tem-se a superestrutura, constituída pelo tabuleiro, lajes e vigas, que correspondem aos elementos destinados a vencer o obstáculo em questão e a receber o tráfego propriamente dito. Pode ser dividida em duas subcategorias, estrutura principal e estrutura secundária, sendo a primeira com a incumbência de vencer o vão livre enquanto a segunda deve receber as ações diretas das cargas e transmiti-las para a estrutura principal.

Além disso é importante apontar alguns elementos que podem ser vistos ao serem analisadas as seções transversais e longitudinais das estruturas de pontes e viadutos, estas seções em questão, estão dispostas na Figura 3 e na Figura 4 respectivamente com as denominações das principais partes integrantes de cada uma.

Na seção transversal, encontrada na Figura 3, observam-se elementos mais relacionados com o tráfego que se dará naquela estrutura. Seus principais componentes, de acordo com El Debs e Takeya (2007), são a pista de rolamento, acostamento, defesa ou guarda corpo, passeio e guarda rodas, cada qual com sua função específica. A pista de rolamento é caracterizada como a largura disponível para o tráfego dos veículos e pode ser dividida em faixas que irão separar o transito, seja ele em pistas de mesmo sentido ou de sentidos opostos. Mais ao lado encontramos o acostamento, o qual define-se como a largura que se soma à lateral da pista de rolamento, sendo indicado à realização de possíveis paradas de veículos em casos de emergências.

Já o guarda-rodas possui a função de limitador entre as áreas destinadas ao fluxo de veículos e de pessoas, impedindo que estes invadam o passeio, local reservado exclusivamente ao tráfego de pedestres. Por fim tem-se o guarda corpo ou a defesa, ambos com a incumbência de garantir a segurança para o trânsito que se dará na ponte ou viaduto, sendo o guarda corpo para pedestres e a defesa para os veículos.

Figura 3 - Elementos constituintes de pontes e viadutos encontrados em sua seção transversal.

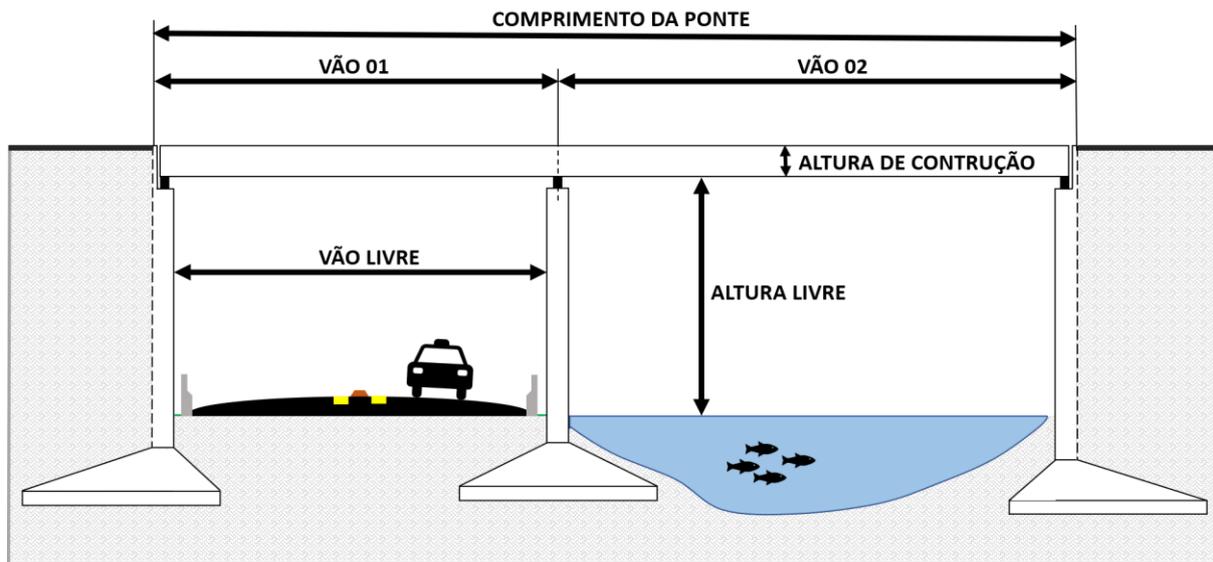


Fonte: adaptado de El Debs e Takeya (2007)

Passando para a seção longitudinal, como a apresentada na Figura 4, encontram-se elementos que possuem relação com as dimensões globais da estrutura a ser projetada apontadas como importantes por El Debs e Takeya (2007). O comprimento da ponte, também chamado de vão total, é a dimensão horizontal do eixo longitudinal entre as duas extremidades deste tipo de obra de arte especial, este vão é subdividido em vãos menores, os quais são caracterizados como a distância entre os eixos de dois pilares ou suportes em sequência. O vão livre, muito semelhante ao vão supracitado, também é definido pela distância entre dois suportes, porém neste caso, a distância se dá com relação às extremidades destes suportes.

As alturas também são extremamente importantes, pois através delas será possível determinar e limitar o tráfego que se dará sob a ponte ou viaduto. Sendo assim, El Debs e Takeya (2007) apontam duas alturas distintas, a altura de construção, que é a denominação dada para a distância vertical entre as duas extremidade da superestrutura, e a altura livre, composta pela distância entre a extremidade inferior da superestrutura e a extremidade superior do obstáculo a ser transposto.

Figura 4 - Elementos constituintes de pontes e viadutos encontrados em sua seção longitudinal.



Fonte: adaptado de El Debs e Takeya (2007)

2.1.2 Classificações

A classificação de pontes e viadutos se dá de forma semelhante, levando em consideração características estruturais e de projeto. Marchetti (2018) delimita a classificação destes tipos de estrutura em doze critérios mais relevantes, os quais podem ser vistos no Quadro 1. Cada critério possui suas especificidades de acordo com a característica de projeto e execução envolvida, sendo assim é de suma importância a compreensão de cada critério a fim de possibilitar a classificação correta da estrutura a ser projetada e propiciar o correto dimensionamento.

Dentre os critérios utilizados na classificação presentes no Quadro 1, três deles se sobressaem como os principais e mais utilizados, e estão destacados em vermelho. Na primeira linha pode ser visto o critério referente ao material que será utilizado na superestrutura da obra de arte em questão, sendo este um parâmetro balizador para seu projeto e o posterior dimensionamento. Ainda segundo Marchetti (2018) os materiais que podem ser empregados são mais comumente o concreto armado, o concreto protendido, o aço e as estruturas mistas com mais de um material em sua composição, porém também podem ser aplicadas a alvenaria e a madeira.

Quadro 1 - Critérios de classificação de pontes e viadutos e suas divisões.

| CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DE PONTES E VIADUTOS | |
|---|---|
| MATERIAL A SER UTILIZADO | <ul style="list-style-type: none"> • Madeira; • Alvenaria; • Concreto armado; • Concreto protendido; • Aço; • Mista. |
| NATUREZA DO TRÁFEGO | <ul style="list-style-type: none"> • Rodoviárias; • Ferroviárias; • Passarelas; • Aeroviárias; • Aquedutos/Oleodutos; • Mistas. |
| SISTEMA ESTRUTURAL | <ul style="list-style-type: none"> • Em viga; • Em laje; • Em pórtico; • Em arco; • Estaiadas; • Pênsil. |
| COMPRIMENTO (VÃO TOTAL) | <ul style="list-style-type: none"> • Galerias (bueiros): de 2 a 3 metros; • Pontilhões: de 3 a 10 metros; • Pontes: acima de 10 metros. |
| TIPO ESTÁTICO DA ESTRUTURA | <ul style="list-style-type: none"> • Isostática; • Hiperestática. |
| SEÇÃO TRANSVERSAL | <ul style="list-style-type: none"> • Em laje { Vazada Maciça • Em viga { Seção T Seção celular |
| DESENVOLVIMENTO PLANIMÉTRICO | <ul style="list-style-type: none"> • Retas { Ortogonais Esconsas • Curvas |
| DESENVOLVIMENTO ALTIMÉTRICO | <ul style="list-style-type: none"> • Retas { Horizontal Em rampa • Curvas { Convexo Côncavo |
| PROCESSO DE EXECUÇÃO | <ul style="list-style-type: none"> • Concreto moldado in loco; • Elementos pré-moldados; • Balanços sucessivos; • Deslocamentos progressivos. |
| POSIÇÃO DO TABULEIRO | <ul style="list-style-type: none"> • Tabuleiro superior; • Tabuleiro inferior; • Tabuleiro intermediário. |
| DURABILIDADE | <ul style="list-style-type: none"> • Permanentes • Provisórias (não reaproveitáveis) • Desmontáveis (reaproveitáveis) |
| MOBILIDADE DAS TRAMAS | <ul style="list-style-type: none"> • Basculantes; • Levadiças; • Corrediças; • Giratórias. |

Fonte: adaptado de Marchetti (2018).

Na segunda linha do Quadro 1 está presente o parâmetro que leva em consideração a natureza do tráfego previsto, importante na obtenção das exigências projetuais necessárias, bem como as cargas e ações que deverão ser previstas para um dimensionamento adequado e os requisitos de segurança requeridos. Sendo assim, Marchetti (2018) descreve as principais naturezas de tráfego que podem ser encontradas são as de veículos (rodoviária), trens (ferroviária), de pedestres (passarela), aeronaves (aeroviárias), água ou combustíveis (aquedutos e oleodutos respectivamente) e mistas, onde ocorre o tráfego de mais de uma natureza, sendo um exemplo um viaduto rodoviário e ferroviário, ou seja, ocorre tanto o trânsito de veículos quanto o de trens em uma mesma estrutura.

Por fim, Marchetti (2018) aponta o terceiro e último dos principais critérios de classificação de pontes: o sistema estrutural adotado. Os mais usuais em pontes são: em laje, em arco, em pórtico, pênsil e estaiadas. De caráter determinante no projeto e

dimensionamento, a escolha do modelo estrutural mais adequado deve ser feita levando-se em consideração a situação do local, das condições de tráfego que deverá suportar, bem como questões técnicas e econômicas. Os sistemas estruturais aqui apresentados serão dissecados em maiores detalhes no subitem a seguir, já que a análise dos mesmos em relação ao estudo de caso é um dos focos deste trabalho.

Os demais critérios também podem ser utilizados na classificação, apesar de menos usuais. Eles se baseiam em características da estrutura que também desempenham um papel relevante na realização dos projetos.

2.2 NORMAS E MANUAIS

Ao serem projetadas, as pontes devem respeitar uma série de normas com o propósito de garantir uma uniformidade dos projetos realizados em todo o país, o adequado dimensionamento e conseqüentemente a segurança das estruturas. Estas normas e manuais são abordadas neste item.

Vale ressaltar também, no entanto, que Galiotto (2015) por meio da comparação e análise das normas brasileiras e europeias, aponta que as normas brasileiras referentes às cargas em pontes necessitam de atualizações, visto que possuem orientações inferiores às encontradas nas normas europeias, bem como não atendem satisfatoriamente as solicitações de tráfego reais, propiciando a ocorrência de manifestações patológicas constantes, levando a manutenções e até mesmo possíveis rupturas da estrutura. Sendo assim, apesar de serem normas vigentes atualmente e nortear boa parte dos projetos de pontes, tornasse interessante aliá-las à normativas internacionais adicionais com o propósito de dar mais embasamento técnico e mais segurança as estruturas projetadas.

2.2.1 ABNT NBR 7187: 2021

A norma ABNT NBR 7187:2021 - Projeto de pontes de concreto armado e protendido: procedimento, estabelece quais são os procedimentos e requisitos básicos que devem ser considerados na elaboração de projetos de pontes, viadutos e passarelas em concreto armado e protendido.

2.2.2 ABNT NBR 6118:2014

Na norma ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto, constam os requisitos básicos que são exigidos para a realização de projetos de estruturas em concreto, seja ele simples, armado ou protendido.

2.2.3 ABNT NBR 7188: 2013

A norma ABNT NBR 7188:2013 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarela e outras estruturas, traz os valores característicos básicos que devem ser utilizados na determinação das cargas móveis oriundas de veículos e das ações de pedestres, para o projeto de pontes, galerias, passarelas e estruturas com função de garagem. Esta norma, porém, não se aplica para estruturas ferroviárias ou metroviárias.

2.2.4 ABNT NBR 8681:2003

A norma ABNT NBR 8681:2003 – Ação e segurança de estruturas: procedimento, traz em seu conteúdo os requisitos mínimos exigidos para a verificação de segurança de estruturas e estabelece os critérios para quantificar as ações e as resistências que devem ser consideradas em projeto.

2.2.5 ABNT NBR 6123:1988

A norma ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações, estabelece as condições mínimas de cálculo exigidas referentes as forças advindas da ação estática e dinâmica do vento em edificações.

2.2.6 Manual de projeto de obras de arte – DAER (1996)

O Manual de projetos de obras de arte do DAER (1996) tem a função de relacionar as principais normas relevantes, sejam elas nacionais ou internacionais, para a elaboração de projetos de obras de arte especiais rodoviárias. É dividido em quatro capítulos, sendo o primeiro introdutório, o segundo referente aos elementos de projeto, o terceiro sobre o anteprojeto e o quarto, e último, focado no projeto em si.

Sua abrangência se dá de forma restrita às obras de arte especiais em concreto armado ou protendido, fornecendo indicações e recomendações bem como concepções estruturais para seu projeto.

2.2.7 Manual de projeto geométrico de travessias urbanas – DNIT (2010)

O Manual de projeto geométrico de travessias urbanas do DNIT (2010) traz as principais diretrizes para a elaboração de projetos de travessias urbanas. Seu objetivo é o de padronizar e completar os procedimentos já adotados pelos órgãos responsáveis, auxiliando assim na melhor utilização das técnicas adequadas de projeto.

2.3 SEÇÕES TRANSVERSAIS

Cavalcante (2019) aponta que a escolha da seção transversal que será empregada na superestrutura de uma ponte, além de possuir caráter de classificação, possui influência direta com a forma com a qual se dará o suporte das cargas que deverão ser suportadas. Elemento estrutural que compõem a superestrutura, pode assumir quatro principais tipos de seções transversais, cada qual com suas características, indicações, vantagens e desvantagens.

Leonhardt (1979) aponta que os fatores que devem ser levados em consideração na hora de determinar a seção mais adequada para os projetos são: o comprimento do vão a ser vencido, o sistema estrutural adotado, a altura da construção ou índice de esbeltez, o método construtivo mais adequado para o local e para o projeto, questões de custo e a relação carga móvel/carga permanente.

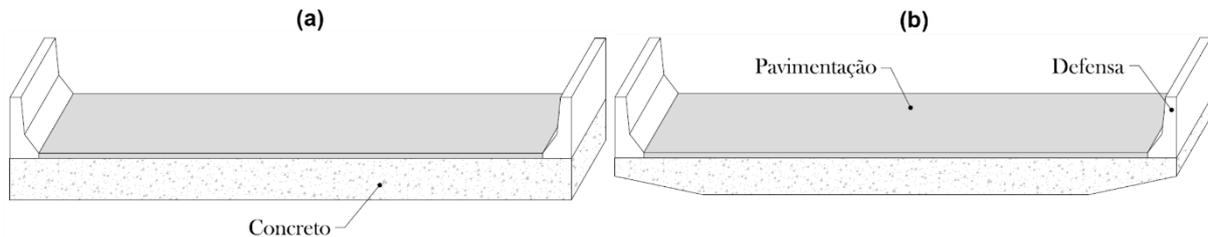
Sendo assim, neste item serão tratados os principais tipos de seções transversais que podem ser adotados na elaboração da superestrutura de uma ponte bem como suas principais características.

2.3.1 Seções maciças

Cavalcante (2019) aponta que as seções maciças são características do sistema estrutural de pontes em laje, consistem, como o nome diz, por uma seção maciça de concreto armado ou protendido, possuindo assim fácil execução. Na Figura 5 são apresentadas as duas seções maciças mais comuns, sendo em (a) uma seção retangular

e em (b) uma seção com balanços. As seções com balanços surgem principalmente com função estética, porém também fazem um papel importante no comportamento estrutural da seção, melhorando seu desempenho através da redução do peso do conjunto sem diminuir demasiadamente seu o momento de inércia.

Figura 5 - Seções transversais maciças típicas: (a) Seção maciça retangular; (b) Seção maciça com balanços.



Fonte: adaptado de Cavalcante (2019).

Quando posto em questão o aspecto econômico, as dimensões dos vãos com melhor custo-benefício ao utilizar este tipo de seção transversal variam nas referências bibliográficas consultadas. Enquanto Obrien, Keogh e O'connor (2015) indicam que seções maciças possuem uma melhor relação custo-benefício em estruturas com vãos até 20 metros, Chen e Duan (2000) limitam a dimensão deste vão em até 9 metros, em vãos apoiadas, e de 12 metros em estruturas com vãos contínuos, já Leonhardt (1979) recomenda vãos de até 20 metros em tramos únicos e vãos de até 30 metros em tramos contínuos.

El Debs e Takeya (2007) sugere que a altura da seção deve variar de acordo com o índice de esbeltez que pode ser determinado pela Equação 1.

$$\frac{l_0}{h} \quad (1)$$

onde:

l_0 : distância entre os pontos de momento nulo no diagrama de momentos da seção longitudinal, relacionado às cargas permanentes (m);

h : altura da seção transversal (m).

Em seguida, já com a esbeltez da laje calculada, os mesmos autores adaptaram os valores de referência obtidos na literatura para as categorias de pontes nacionais. Os

valores de referência dos autores estão descritos na Tabela 1, sendo que os maiores valores correspondem à vãos maiores e relações carga móvel/carga permanente menores. Nos casos em que a altura necessária para a seção transversal exceda 60 centímetros, é recomendável a utilização de seções vazadas. No entanto El Debs e Takeya (2007) ressaltam que este procedimento reduz o custo-benefício da estrutura, porém a capacidade de suporte da seção permanece inalterado ou levemente alterado.

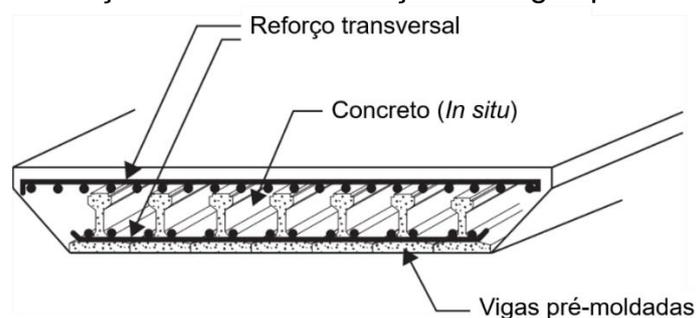
Tabela 1 - Valores do índice de esbeltez para seções maciças.

| Classe da ponte | $\frac{l_0}{h}$ | Tipo de Concreto |
|-----------------|-----------------|---------------------|
| 45 ou 30 | 15 a 20 | Concreto armado |
| | 18 a 30 | Concreto protendido |
| 12 | 20 a 25 | Concreto armado |
| | 26 a 36 | Concreto protendido |

Fonte: adaptado de El Debs e Takeya (2007)

Quanto as questões construtivas, Cavalcante (2019) afirma que podem ser executas apenas no local da obra, as seções maciças também podem fazer uso de elementos pré-moldados como vigas em seu interior que posteriormente são concretadas *in loco* como mostrado na Figura 6. Esta técnica se dá de forma a tornar este tipo de seção e sistema mais competitivo e vantajoso, reduzindo o tempo de execução e podendo ser dispensado o uso de escoramentos.

Figura 6 - Seção transversal maciça com vigas pré-moldadas.



Fonte: adaptado de O'Brien e Keogh (2019)

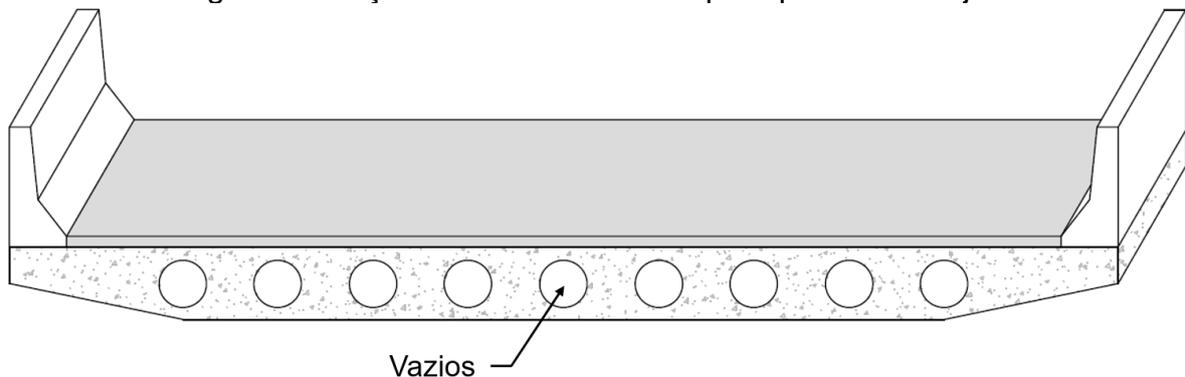
2.3.2 Seções Vazadas

Como visto anteriormente, as seções maciças não são indicadas para vãos maiores do que 20 metros em decorrência de seu elevado peso, a partir deste ponto são necessários ajustes em todo o restante da estrutura, acarretando um aumento excessivo nos custos

sem que ocorram melhorias significantes às suas condições de suporte de carga. Sendo assim fez-se necessária o desenvolvimento de seções mais leves e mais eficientes estruturalmente, com isso as seções vazadas vêm como uma solução para este problema. Obrien, Keogh e O’connor (2015) apontam que os vãos indicados para este tipo de seção são de 20 até 30 metros, mantendo assim uma boa relação custo-benefício.

Ainda conforme Obrien, Keogh e O’connor (2015) a seção vazada é caracterizada por possuir em seu interior vazios que ocupam até 60% do volume da estrutura, o modelo desta seção pode ser visto na Figura 7. Com uma redução substancial de massa e com um momento de inércia maior, as seções vazadas possibilitam ainda espessuras menores quando comparada às demais seções. Sua execução, de maior complexidade, se dá através do emprego do concreto armado ou por sistemas de proteção com pós-tensão, no entanto é imprescindível que sejam instalados suportes para garantir que a estrutura dos vazios permaneça nos locais determinados, para que quando ocorra a concretagem, não ocorra a flutuação e movimentação destas estruturas.

Figura 7 - Seção transversal vazada para pontes em laje.



Fonte: adaptado de Cavalcante (2019).

2.3.3 Seções “T”

Cavalcante (2019) indicada as seções T para estruturas que necessitam resistir a esforços de momentos positivos. Elas são caracterizadas por possuírem longarinas que podem ser perfis metálicos I, treliças ou vigas pré-moldadas em concreto armado ou protendido variando entre seções I, T e quadradas, podendo esta última ser moldada *in loco*. A Figura 8 traz alguns exemplos das seções com perfis de concreto em (a) e de perfis metálicos em (b). As lajes apresentam espessuras menores, e o sentido predominante de flexão é perpendicular ao do fluxo do tráfego. A altura da seção varia e também pode ser pré-dimensionada de acordo com o índice de esbelteza, porém neste caso os valores de

referência encontram-se na Tabela 2 . No entanto Bastos (2017) aponta que a altura das seções em concreto armado pode ser estimada de acordo com a Equação 2, levando-se em consideração o vão efetivo a ser vencido.

$$h = \frac{l_{ef}}{12} \quad (2)$$

onde:

h : altura da seção;

l_{ef} : largura efetiva do vão.

Tabela 2 - Valores do índice de esbeltez de seções T.

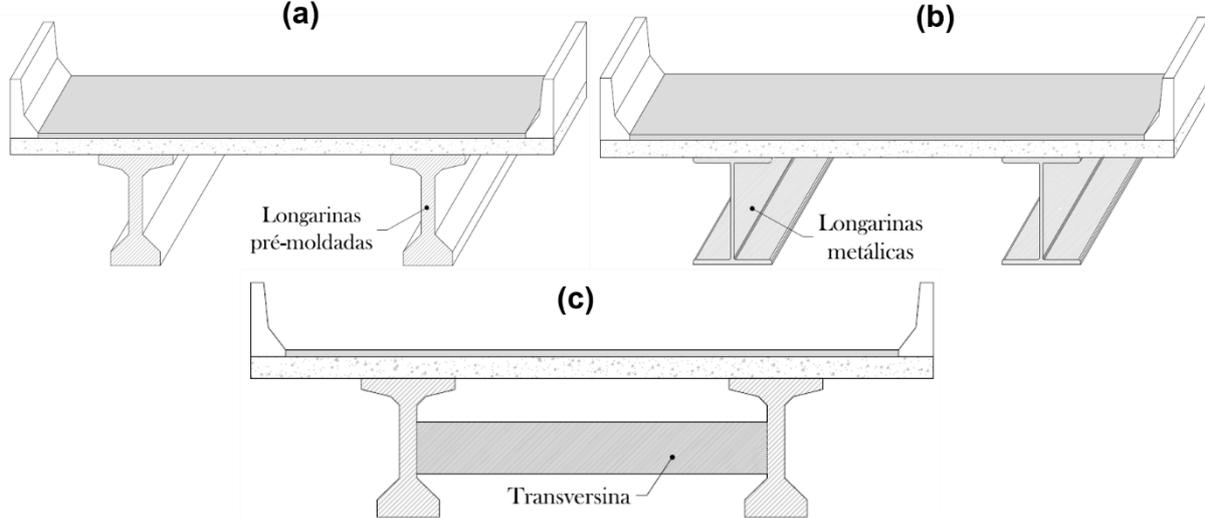
| Tipo de ponte | $\frac{l_0}{h}$ para Concreto armado | $\frac{l_0}{h}$ para Concreto protendido |
|----------------------|--|--|
| Pedestres | 15 a 20 | 20 a 25 |
| Rodoviária | 10 a 15 | 15 a 20 |
| Ferroviária | 8 a 10 | 10 a 15 |

Fonte: adaptado de El Debs e Takeya (2007)

Cavalcante (2019) as considera menos vantajosas do que as seções vazadas, por possuírem mais material junto a linha neutra da estrutura. Quanto aos vãos aos quais são indicados, novamente encontram-se divergências entre as literaturas. Obrien, Keogh e O’connor (2015) afirmam que vãos entre 20 e 40 metros são os mais indicados, no entanto, Chen e Duan (2000), mais conservadores, apontam que pontes com vãos de 12 à 18 metros mostram-se com mais vantagens do ponto de vista custo-benefício.

Como visto anteriormente, as pontes em vigas, podem ou não contarem com a presença de transversinas, como em (c) na Figura 8. Estas transversinas não recebem carregamentos principais da superestrutura, porém impedem que ocorram deformação nas seções transversais quando estas estão submetidas aos carregamentos, além de auxiliar na distribuição das cargas. No entanto a utilização das transversinas além de aumentar os custos da obra, aumenta o tempo necessário para execução uma vez que geralmente são estruturas moldadas *in loco* enquanto as longarinas normalmente são pré-moldadas. O emprego de transversinas com protensão posterior, por outro lado, pode ser uma solução para o tempo de execução maior (CAVALCANTE, 2019).

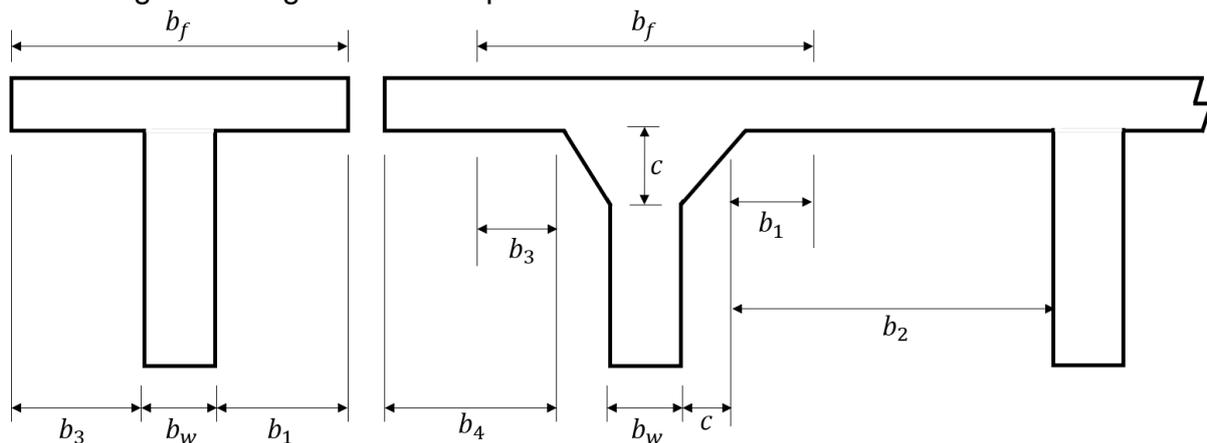
Figura 8 - Exemplos de seção T: (a) seção I com longarina de concreto pré moldadas (podendo ser também em perfis T ou quadradas); (b) seção I com longarinas metálicas; (c) seção T de longarinas com transversinas.



Fonte: adaptado de Cavalcante (2019).

As partes integrantes da seção T podem ser vistas na Figura 9. A dimensão b_f corresponde à largura colaborante que nada mais é do que a porção da laje que age conjuntamente com a viga ao sofrer esforços, aumentando sua resistência. A espessura da alma, representada por b_w , de acordo com a NBR 7187 (ABNT, 2021), não devem possuir espessuras de alma inferiores a 20 centímetros.

Figura 9 - Vigas T e as respectivas nomenclaturas de suas dimensões



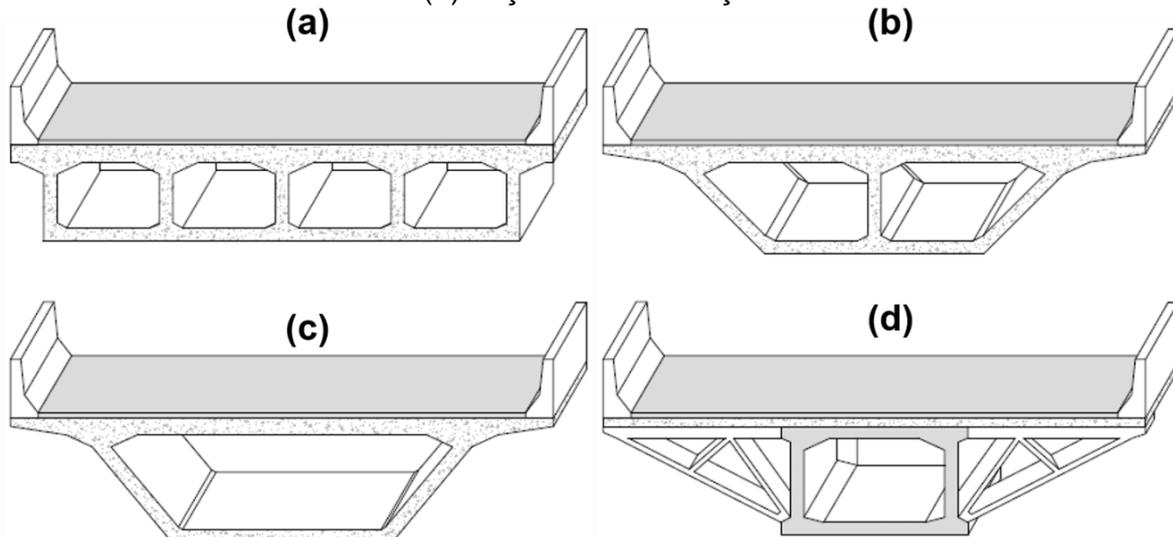
Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014)

2.3.4 Seções celulares

Também chamadas de seções caixão, as seções do tipo celular, surgem da associação das seções T com uma laje na porção inferior da seção, essa laje melhora a

forma como a distribuição transversal dos esforços se dá pela estrutura. Chen e Duan (2000) consideram este tipo de seção adequada para vãos entre 15 metros e 36 metros enquanto Obrien, Keogh e O'connor (2015) consideram vãos maiores de 40 metros como adequados. Na Figura 10 estão dispostos exemplos de seções do tipo caixão.

Figura 10 - Exemplos de seções caixão: (a) seção multicelular; (b) seção com redução de espessura nos balanços; (c) seção unicelular com redução de espessura nos balanços; (d) seção caixão treliçada.



Fonte: adaptado de Cavalcante (2019).

A estrutura apresenta elevada rigidez a torção por isso é recomendada para pontes curvas ou pontes retas com apenas um único pilar isolado como suporte. Em decorrência de seu comportamento estrutural atrativo, El Debs e Takeya (2007) destacam que estas seções são as mais utilizadas atualmente, tendo como principal modelo a seção com uma única célula. As seções com mais de uma célula tem sua utilização mais relacionada a pontes com tabuleiros largos e associação com alturas de seção menores.

Cavalcante (2019) ressalta que a desvantagem das seções celulares se encontra na maior complexidade de execução, principalmente das formas, o que pode tornar seu emprego inviável dependendo do projeto. A análise da distribuição dos esforços neste tipo de seção se dá através de simulações de carregamentos em diferentes pontos, tornando possível então, caracterizar os momentos fletores, momentos de torção, cortantes e esforços axiais nas mesas e na alma da seção.

2.4 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Como visto anteriormente, as pontes podem ser projetadas de acordo com cinco sistemas estruturais distintos, pontes em laje, em arco, em pórtico, estaiadas e pênsis. Dentre estes modelos, no entanto, El Debs e Takeya (2007) apontam que as estruturas do tipo pênsil não são apropriadas para serem utilizadas em pontes de concreto, tendo apenas sido aplicadas em raras ocasiões. Sendo assim, serão abordados neste item com mais detalhes, os sistemas estruturais que seriam mais adequados para serem empregados em pontes de concreto, que é o objeto de estudo deste trabalho.

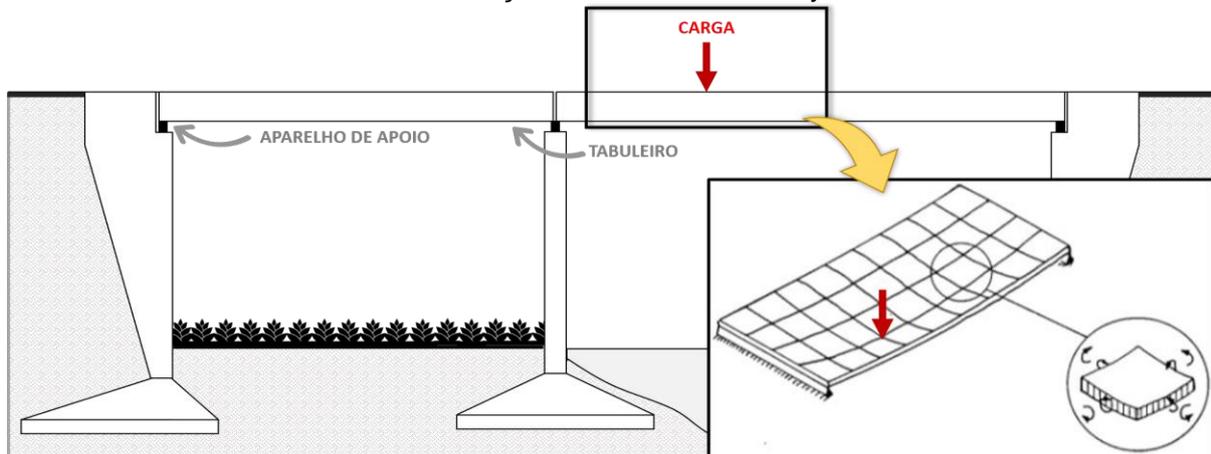
2.4.1 Pontes pênsil

As pontes do tipo pênsil são descritas por Vítório (2002) como compostas por cabos dispostos de forma parabólica e por pendurais verticais. Além disso ele reitera que este tipo de estrutura não é adequado para utilização com concreto, sendo executadas em sua maioria por vigas metálicas, suspensas por cabos portantes de aço. As vigas que a compõem podem ser treliçadas ou de alma cheia, e devem possuir elevada rigidez à flexão e à tração, minimizando os efeitos vibratórios que podem aparecer.

2.4.2 Pontes em laje

Não muito presentes na literatura técnica, as pontes em laje são indicadas para locais onde o obstáculo é possível de ser vencido com pequenos vãos. Tendo sua superestrutura composta unicamente por lajes, podendo elas serem biapoiadas ou contínuas, maciças ou vazadas, as pontes em laje apresentam de acordo com Hambly (1991) o comportamento de uma placa plana que age de forma estruturalmente contínua na transferência de esforços cortantes, momentos fletores e de torção. Este comportamento gera um sistema bidirecional de distribuição de cargas que se distribuem ao longo da placa gerando regiões com carregamentos distintos como pode ser visto na Figura 11. Este comportamento mais complexo dificulta os estudos dos esforços e dos deslocamentos, os quais podem ser realizados através de métodos analíticos simplificados (teoria de placas planas ou teoria de casca), aproximações por diferenças finitas, elementos finitos ou por elementos de contorno.

Figura 11 - Comportamento da distribuição de carregamentos de momento e torção em duas direções no sistema de lajes.



Fonte: adaptado de Hambly (1991).

Hambly (1991) ainda reitera que este tipo de estrutura é mais recomendada para ser utilizada em vãos de até 15 metros, sendo que para vãos maiores não são indicadas seções transversais maciças, pois o peso próprio de estrutura se tornaria excessivo dando origem a cargas desnecessárias. Nestes casos é indicada a utilização de lajes vazadas com até 60% de redução de volume de material em seu interior. Nos casos em que esta redução supera 60% são consideradas estruturas celulares as quais apresentam um comportamento diferente do regular de pontes em laje. No Quadro 2 são apresentadas algumas das principais vantagens e desvantagens do sistema estrutural de pontes em laje.

Quadro 2 - Vantagens e Desvantagens do sistema estrutural de pontes em laje.

| Vantagem | Desvantagem |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ Espessura reduzida; ✓ Questões estéticas (leveza e esbeltez); ✓ Construção simples e ágil; ✓ Esforço nos pilares reduzido. | <ul style="list-style-type: none"> × Elevado peso próprio; × Vãos maiores de 15 metros tornam a execução complexa e demorada; × Sistema construtivo de pré-moldados ou balanços sucessivos tornam as aduelas muito pesadas, limitando ainda mais os vãos. |

Fonte: adaptado de Cavalcante (2019).

2.4.3 Pontes em viga

Cavalcante (2019) indica que este sistema estrutural de pontes é composto por vigas, também chamadas de longarinas, acompanhadas ou não de transversinas, vigas dispostas no sentido da seção transversal, que servirão de suporte para as lajes que

receberão os carregamentos oriundos da própria estrutura e do tráfego que se dará pelo tabuleiro da ponte. A principal característica deste sistema, no qual as longarinas apenas se apoiam sobre os pilares, é de que não ocorre a transmissão de momento fletor da superestrutura para a mesoestrutura, sendo comum a análise estrutural ser realizada de forma separada para ambos e considerando os aparelhos de apoio como indeformáveis.

Ainda segundo o autor, este é o sistema mais utilizado atualmente, e apresenta vantagens quando da utilização de seções T e celulares, porém um fator limitante é o tamanho dos vãos, pois demandam alturas maiores para as longarinas e as seções celulares. Por serem usualmente executadas com pré-moldados, estruturas com grandes vãos exigem a utilização de equipamentos de maior porte onerando os projetos. No entanto quando as pontes apresentam vãos menores, este sistema se mostra mais vantajoso em questões financeiras, de agilidade de execução e de facilidade de dimensionamento, sendo mais econômicas até mesmo do que pontes em laje.

O dimensionamento dos esforços e dos deslocamentos nas vigas, de acordo com Cavalcante (2019), pode ser realizado numericamente por meio da discretização das lajes e vigas como elementos em barra, de forma a obter-se uma grelha, e a partir daí, são aplicadas as teorias de vigas e os métodos das forças e dos deslocamentos para estruturas hiperestáticas. Outro método que pode ser utilizado para dimensionar numericamente é a análise por elementos finitos, ou então realizar este dimensionamento por métodos analíticos que consistem no emprego de linhas de influência, que surgem a partir da variabilidade das cargas móveis ao longo da seção transversal nas longarinas.

Com relação às lajes a NBR 7187 (ABNT, 2021) especificam as espessuras mínimas (h_{laje}) que devem ser empregadas no projeto de obras-de-arte. Os valores característicos mínimos para cada tipo de laje estão descritos no Quadro 3.

Quadro 3 - Espessuras mínimas das lajes de acordo com seu tipo.

| Tipo de laje | h_{laje} |
|---------------------|---|
| maciça | $h_{laje} \geq 18 \text{ cm}$ |
| nervuradas | espessura da mesa $\geq 12 \text{ cm}$ distância entre eixo de nervuras $\geq 150 \text{ cm}$ espessura da alma das nervuras $\geq 12 \text{ cm}$ |
| ocas | espessura da mesa superior $\geq 12 \text{ cm}$ distância entre eixo de nervuras $\geq 150 \text{ cm}$ espessura da alma das nervuras $\geq 12 \text{ cm}$ espessura da mesa superior $\geq 10 \text{ cm}$ |

Fonte: Adaptado de NBR 7187 (ABNT, 2021)

Ainda na questão das lajes, o Manual de projeto de obras-de-arte especiais do DNER (1996) ressalta que as estruturas em viga normalmente apresentam balanços laterais os quais devem ter suas projeções limitadas de $1/3$ a $1/2$ do espaçamento entre as vigas. Já quanto à espessura das lajes, o manual recomenda que a espessura seja determinada em função do espaçamento entre as vigas, sendo geralmente mais econômico o emprego de vigas mais altas e com espaçamentos maiores, observando que normalmente o espaçamento máximo em estruturas com duas vigas varia entre 7,0 e 8,0 metros e em caso de grelhas, varia entre 2,0 e 3,5 metros. Os valores sugeridos para serem utilizados no dimensionamento preliminar das lajes estão descritos na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores recomendados para a realização do dimensionamento preliminar de lajes em obras-de-arte especiais.

| Vão da laje (m) | Espessura da laje (cm) |
|--------------------|---------------------------|
| 2,0 | 15 |
| 3,0 | 18 |
| 4,0 | 20 |
| 5,0 | 22 |
| 6,0 | 25 |

Fonte: Adaptado de DNER (1996)

2.4.4 Pontes pórtico

Diferentemente dos sistemas apresentados anteriormente, as pontes em pórtico apresentam ligações do tipo rígidas ou semirrígidas entre as partes do tabuleiro, pilares e paredes dos encontros. Neste sistema há transmissão de momentos fletores da superestrutura para a mesoestrutura, bem como a transmissão parcial da flexão das vigas para os pilares, reduzindo os momentos da superestrutura. Como a extremidade da viga é engastada, Leonhardt (1979) explica que parte de seu momento é reduzido pelo momento negativo do engaste, possibilitando a redução da altura mínima para os vãos da ponte.

Cavalcante (2019) destaca que os métodos de análise estrutural que podem ser empregados são modelos de pórticos, pórticos em associação com grelhas ou elementos finitos. A aplicação deste sistema se justifica em casos em que é preciso garantir maior rigidez à estrutura e em situações em que a execução pode se dar através de concreto

moldado *in loco*. No entanto sua execução se dá de forma mais lenta quando comparada aos sistemas anteriores, outro aspecto é a possibilidade e facilidade na realização da concretagem das ligações do tabuleiro e pilares no local da obra.

2.4.5 Pontes em arco

As pontes em arco apresentam um comportamento diferente dos demais sistemas, característica que El Debs e Takeya (2007) atribuem ao modo como sua forma é possibilita a redução dos esforços de flexão. Os arcos executados em concreto são um exemplo disso, essa redução na flexão ocasiona a predominância da compressão na estrutura, e essa compressão está de acordo com as propriedades do material.

El Debs e Takeya (2007) ainda apontam que apesar de atualmente não serem muito utilizadas, em função dos grandes avanços do concreto protendido, os arcos são uma opção quando o obstáculo a ser vencido é caracterizado como um desnível topográfico profundo. Apesar do uso menos frequente, os modelos deste tipo de estrutura foram se desenvolvendo ao longo do tempo. Baroni (2010) cita que as pontes em arco podem ser idealizadas em diferentes formatos, sendo possível o seu projeto com tabuleiro superior, sustentado por montante, tabuleiro inferior, sustentado por tirantes ou tabuleiro intermediário, sustentado por montantes e no centro por tirantes.

A desvantagem deste sistema encontra-se no alto custo de construção das fôrmas e dos cimbramentos, elementos imprescindíveis para o bom funcionamento deste tipo de ponte. Por fim destaca-se que pontes em arco com tabuleiro superior, nas quais a largura do arco é igual à largura do tabuleiro, são denominadas como abóbadas.

2.5 AÇÕES EM PONTES

Ao serem projetadas, todo e qualquer tipo de estrutura deve levar em consideração os efeitos de ações que podem produzir efeitos significantes à sua segurança. Sendo assim é de suma importância a compreensão das ações que podem interferir com a integridade estrutural de qualquer edificação.

A ABNT NBR 7187:2021 estabelece que as ações podem ser divididas em três grandes grupos: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais. Como as pontes são um tipo de estrutura que difere das demais, o efeito dessas ações também se

dá de forma particular. Portanto a análise destas deve ser realizada de forma minuciosa, garantindo a segurança não somente da estrutura, mas também dos futuros usuários.

Sendo assim, neste item serão abordadas as principais ações que possuem influência sobre as estruturas de pontes e viadutos.

2.5.1 Ações permanentes

As ações permanentes são definidas pela ABNT NBR 7187:2021 como aquelas que são constantes durante toda a vida útil da estrutura, ou aquelas que crescem ao longo do tempo até um valor limite constante. As principais ações permanentes que tem ação em projetos de pontes são: o peso próprio dos elementos estruturais; a pavimentação em pontes rodoviárias; lastros, trilhos e dormentes em pontes ferroviárias; empuxo de terra e água; forças de protensão e as deformações como a fluência, a retração e os descolamentos de fundações.

A principal carga permanente a ser considerada na hora de se projetar uma ponte é o peso próprio dos elementos estruturais que a compõem. A norma ABNT NBR 7187:2021 estabelece os valores mínimos de pesos específicos que devem ser utilizados no cálculo desta ação em 24kN/m^3 para o concreto simples e de 25kN/m^3 para o concreto armado ou protendido.

No caso de pontes rodoviárias também deve estar presente a ação advinda da pavimentação das vias. Neste caso o peso próprio mínimo que a ABNT NBR 7187:2021 determina é de 24kN/m^3 , no entanto também devem ser consideradas as ações oriundas de recapeamentos futuros, sendo assim, a norma recomenda prever uma carga adicional que deve levar em conta o peso próprio mínimo do recapeamento de 2kN/m^2 .

Já em pontes ferroviárias, a carga permanente específica é referente ao peso próprio dos lastros, trilhos e dormentes. A ABNT NBR 7187:2021 novamente recomenda a consideração do peso próprio mínimo do material do lastro de 19kN/m^3 e dos dormentes trilhos e demais acessórios de 8kN/m por via, sendo este último o valor recomendado para situações em que não há indicações precisas do peso próprio real destes elementos.

O empuxo de terra deve ser determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos levando em consideração se é ativo, passivo ou de repouso, as características do terreno e as inclinações dos taludes. Porém é possível realizar a uma simplificação através da suposição de que o solo não possui coesão e nem atrito entre o terreno e a estrutura. Se assim for, deve ser adotado o valor sugerido pela ABNT NBR 7187:2021 de

peso próprio mínimo, o qual é de 18kN/m^3 , e um ângulo de atrito de no máximo 30° . Já com relação ao empuxo de água e a subpressão, a norma recomenda que seja considerada em casos desfavoráveis na verificação dos estados limites. Deve-se dar atenção especial aos níveis máximos e mínimos do curso de água ou lençol freático aos quais a estrutura estará submetida.

Por fim tem-se as ações advindas de deformações impostas, que são três. A primeira delas, a fluência, é definida por Mehta e Monteiro (2008) como o aumento gradual da deformação que se dá ao longo do tempo em elementos submetidos à níveis de tensão constantes, e deve ser considerada em estruturas de concreto armado e principalmente nas de concreto protendido pois acarreta a perda de protensão. Quanto à fluência, a ABNT NBR 7187:2021 estabelece que determinação desta perda deve ser feita de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6118:2014. A mesma orientação é dada para a segunda das deformações, a retração, no entanto no caso do concreto armado a ABNT NBR 6118:2014 permite que seja considerada uma deformação específica por retração de 15×10^{-5} para estruturas com espessuras entre 10 e 100 centímetros e umidades inferiores a 75%.

A última das deformações descrita na ABNT NBR 7187:2021 é o deslocamento de fundações, que consiste na determinação dos efeitos que podem surgir em função de recalques na estrutura. Esta ação deve ser considerada quando as condições do terreno e das fundações permitirem que ocorram estes recalque e deformações e que eles provoquem efeitos que podem comprometer a estrutura da ponte.

2.5.2 Ações variáveis

As ações variáveis são definidas pela ABNT NBR 7187:2021 como aquelas que possuem caráter transitório, englobam as cargas móveis, as cargas de construção, cargas de vento, empuxos de terra provocados por cargas móveis, pressão de água em movimento, acúmulo de detritos, efeito dinâmico do movimento da água e variações de temperatura.

Dentre as principais ações variáveis, as cargas móveis são talvez as mais importantes a serem determinadas, pois afetam a estrutura em maior magnitude e de forma frequente. Por serem tão influentes sob a estrutura da ponte, elas possuem uma normativa própria, a ABNT NBR 7188:2013. A determinação das cargas móveis se dá através da utilização dos trens-tipo, composto pela carga de um veículo e de cargas uniformemente

distribuídas (carga de multidão). Esta carga sempre é alocada nos pontos mais críticos da estrutura, obtendo assim uma simulação dos piores cenários. Nesta categoria estão englobadas as ações provenientes das cargas verticais, força centrífuga, efeito dinâmico e o efeito de frenagem e aceleração. O cálculo destas ações envolve três coeficientes de ponderação, os quais são: Coeficientes de Impacto Vertical (*CIV*); Coeficiente de Número de Faixas (*CNF*) e o Coeficiente de Impacto Adicional (*CIA*).

Porém existem diversos estudos que comparam as cargas atuais com as cargas obtidas através dos procedimentos da norma ABNT NBR 7188:2013. Júnior, Mata e Silva (2021) compararam os trens-tipo que constam na norma ABNT NBR 7188:2013 com os caminhões licenciados atualmente pelo DNIT e concluíram que por mais que em parte os cálculos realizados levando em conta o trem-tipo foram satisfatórios, veículos mais pesados, a partir de 91 toneladas, em pontes com vãos superiores à 20 metros obtiveram uma sobrecarga de 7,9% de seu Peso Bruto Total. Essa sobrecarga pode ocasionar a fadiga dos elementos estruturais da ponte, reduzindo a vida útil da estrutura e, em casos mais graves, ocasionar no colapso da ponte. Sendo assim é imprescindível que as cargas móveis sejam calculadas de forma criteriosa e sempre a favor da segurança.

Também devem ser consideradas no cálculo estrutural as cargas de construção, as quais podem ser devidas a presença de equipamentos e de estruturas auxiliares. Suas ações devem ser consideradas estaticamente e dinamicamente. Outra ação a ser prevista é a ação do vento, a qual deve seguir as especificações da ABNT NBR 6123:1988. No entanto a ABNT NBR7187:2021 determina as áreas frontais que devem ser consideradas na combinação da ação do vento com as ações das cargas móveis, essas áreas são de 2 metros de altura a partir da superfície do pavimento para pontes rodoviárias, 4 metros de altura para pontes ferroviárias e de 1,70 metros de altura para passarelas de pedestres.

A ABNT NBR7187:2021 continua com a ação permanente referente ao empuxo de terra visto anteriormente, o empuxo de terra provocado por cargas móveis também pode gerar pressões na estrutura. Um exemplo de carga que pode gerar esta ação são os veículos que ingressam na ponte. Da mesma forma que o solo, a água provoca ações que podem interferir com a estrutura da ponte e devem ser consideradas na fase de projeto e dimensionamento.

El Debs e Takeya (2007) ressaltam que pontes alocadas em corpos de água, a análise destas três ações é indispensável para a idealização de um projeto seguro e com longa vida útil. A primeira delas é a ação referente a pressão da água em movimento, seus efeitos são sentidos principalmente pelas fundações e pilares, e depende da natureza e da

intensidade com a qual a o efeito se dará. A segunda delas se dá quando há o carregamento de materiais por parte da água, deve-se ser prevista a ação do acúmulo de detritos em movimento. Esse carregamento pode ocasionar o bloqueio de partes do corpo de água em que se encontra a estrutura da ponte podendo gerar aumento da pressão nos apoios, infraestrutura e mesoestrutura. A terceira é o efeito dinâmico do movimento da água e leva em consideração o efeito de ondas, marés, correntes e das demais formas de movimentação da água, seu método de obtenção deve ser baseado nas teorias de hidrodinâmica.

Em locais onde o clima propicia uma variação de temperaturas muito elevada, com períodos com temperaturas muito baixas e outras muito altas, El Debs e Takeya (2007) recomenda que as ações destas variações devem ser estudadas, pois quando não são previstas, podem causar variações de volume nos elementos estruturais, produzindo tensões indesejadas que ocasionam em manifestações patológicas que podem comprometer a estrutura da ponte.

2.5.3 Ações excepcionais

A ABNT NBR 7187:2021 define as ações excepcionais como aquelas cuja a ocorrência se dá em circunstâncias anormais, dentre elas estão os choques de objetos móveis, explosões e fenômenos naturais pouco frequentes, um exemplo disso são os sismos e enchentes de grandes magnitudes.

2.6 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A fase inicial, após a escolha do modelo estrutural a ser utilizado no projeto da ponte, é chamada de pré-dimensionamento. Nela são definidas as dimensões da ponte e das seções transversais dos elementos estruturais que a compõem. Por mais que seja uma etapa imprescindível, Santos e Santos (2019) ressaltam que a grande dificuldade se encontra na determinação de um método a ser seguido, pois em sua grande maioria, os profissionais da área utilizam conhecimentos de projetos anteriores e experiências passadas. Desta forma torna-se complexa a busca por literaturas que tratem do assunto.

No entanto Chen e Duan (2000) afirmam que o pré-dimensionamento possui o objetivo de investigar o provável comportamento da estrutura de uma ponte em decorrência das cargas nela aplicada e a partir destas informações, determinar as dimensões das

seções dos elementos estruturais mais adequadas, a fim de obter a configuração e o design mais eficiente para a situação. Chen e Duan (2000) também apontam que o pré-dimensionamento deve-se iniciar pela escolha da metodologia de análise, que envolve a utilização de programas computacionais, seguida da representação adequada da estrutura e sua geometria, escolha dos materiais para a estrutura, condições de contorno e determinação das cargas.

Por fim, após a determinação dos parâmetros que mais influenciam na estrutura da ponte a ser projetada, Chen e Duan (2000) sugerem que deva ser realizada a análise do modelo final em si, a fim de se determinar as seções adequadas para suportar as condições mais críticas que podem ser impostas ao projeto. A análise que se dá através de modelos e programas computacionais que mais comumente utilizam a técnicas de discretização do contínuo em finitas partes, como o método de elementos finitos (MEF ou FEA).

2.7 LINHAS DE INFLUÊNCIAS

Toda estrutura que sofre a ação de cargas permanentes deve possuir uma análise da forma como estes carregamentos afetam o tabuleiro da ponte e os demais elementos estruturais da superestrutura. Cavalcante (2019) indica que esta análise se dá através de quatro métodos os quais são:

- a) método das longarinas indeslocáveis: método mais simples e didático, porém gera resultados superiores aos reais, ideal para sistemas isostáticos;
- b) método de Engesser-Courbon: considera a laje como uma viga rígida sobre os apoios elásticos e despreza os efeitos de torção;
- c) método de Leonhardt: matemática simples, não considera o tabuleiro como indeformável, efeito de grelhas com a aplicação da teoria de deformações elásticas;
- d) método de Guyon-Massonet-Bares: único a considerar a torção, análise do sistema como placas ortotrópicas.

Estas linhas de influência, quando somadas e comparadas aos efeitos das cargas permanentes darão origem à chamada envoltória de esforços, a qual Holtz, Martha e Vaz (2005) descreve como o diagrama que representa, para cada seção transversal analisada da estrutura, os esforços limites devido à ação de um trem-tipo.

2.8 ESTUDO DE CASO

Localizado no Rio Grande do Sul na cidade de Caxias do Sul, o ponto onde se será proposta a intervenção através de um viaduto em concreto armado em decorrência dos atuais problemas de tráfego, encontra-se no trecho da BR-116, com latitude 29°9'43.88''S e longitude 51°9'25.24''O (Google Earth, 2021), mais especificamente onde hoje está alocado o acesso principal da Universidade de Caxias do Sul e do Hospital Geral, como pode ser visto na Figura 12.

Figura 12 - Vista aérea da localização do ponto onde será proposta a intervenção



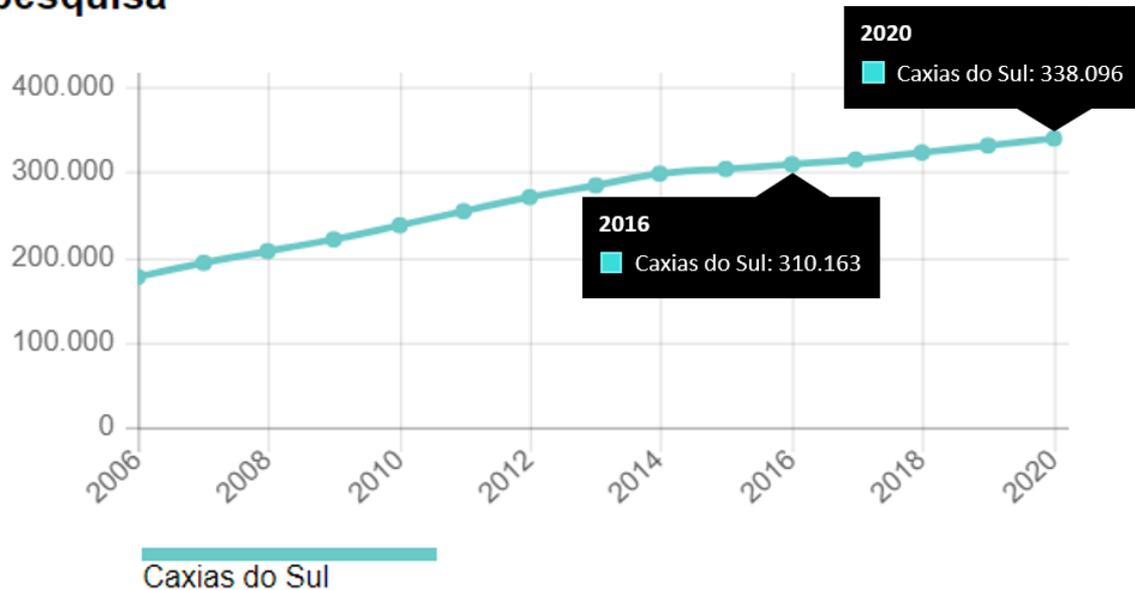
Fonte: Adaptado de Google Earth (2021)

A BR-116 é uma via do tipo arterial primária, que de acordo com DNIT (2010) são caracterizadas como vias que possuem velocidade e capacidade inferiores às vias expressas, com traçado contínuo e interseções que ocorrem principalmente em nível, podendo ou não possuir acesso a propriedades adjacentes. Sua principal função é a de redistribuir o tráfego para as vias de maior porte (expressas) ou de menor porte (arteriais secundárias ou inferiores). Além de ser a via de ligação entre o restante da cidade à região nordeste de Caxias do sul, trata-se de uma via federal, possuindo um importante papel tanto no trânsito de pessoas quanto na chegada e escoamento de matéria prima e da produção do setor industrial e demais setores da economia da cidade.

Com o crescente aumento de veículos, a cidade enfrenta uma sobrecarga cada vez maior de suas vias, e no trecho em estudo isso não é diferente. De acordo com o IBGE (2016), Caxias do Sul passou de uma frota de veículos de 310.163 veículos em 2016, para um total de 338.096 veículos em 2020 (IBGE, 2020), como apresentado na Figura 13. O aumento de 27.933 em apenas 4 anos, agravou ainda mais o tráfego intenso de veículos e caminhões que já dificultava cada vez mais a locomoção pelas vias urbanas.

Figura 13 - Série histórica da frota de veículos da cidade de Caxias do Sul.

Veículo (Unidade: veículos)
pesquisa



Fonte: Adaptado de IBGE (2020)

O trecho da BR-116 em questão conta atualmente com cinco faixas principais, sendo três no sentido centro-bairros e duas no sentido bairros-centro, e um adicional de mais duas faixas laterais, no sentido bairros-centro, que são oriundas do estrangulamento de seis outras vias que desembocam o tráfego da região norte (2 vias), parte do centro (2 vias), e o tráfego da região nordeste da cidade que deseja ingressar a Universidade de Caxias do Sul, Hospital Geral ou fazer um retorno (2 vias). Na Figura 14 pode ser visto como se dá o tráfego na região atualmente, cada conjunto de faixas está indicado com uma flecha indicando o sentido do fluxo.

O tráfego é organizado por meio de semáforos, porém é comum a ocorrência de acidentes tanto entre veículos como com o envolvimento de pedestres. No horário de maior ocupação da via, horário de pico, que ocorre a noite das a partir das 17:00 horas até em torno das 20:00 horas, a sobrecarga é evidente já que ocorrem o início e o fim do expediente de grande parte dos trabalhadores e o início das aulas na Universidade. Em função deste problema, foi levantada então, a necessidade de uma solução que auxiliasse nestas questões, tornando o tráfego mais fluído e seguro. A proposta de solução se deu através da previsão de um viaduto no local.

Figura 14 - Vista aérea do local, com indicações dos sentidos de tráfego em cada conjunto de pistas.



Fonte: Adaptado de Google Earth (2021)

Resin (2016) comprovou por meio de dois métodos a necessidade de uma intervenção na região em estudo, sendo que o primeiro através da avaliação dos tipos de vias que se interceptavam no local. O autor aponta que a interseção em estudo é caracterizada por ser de uma via urbana coletora com uma via urbana arterial, e que levando-se em consideração as características de via como velocidade e geometria, existe uma dificuldade por parte dos pedestres e motoristas já que a via possui veículos com mesmas direções e sentidos sem que haja uma boa visualização para a realização da conversão. Além disso Senço (2008) recomenda que sejam utilizados cruzamentos em desnível quando seja necessário eliminar congestionamentos, corrigir locais que apresentem riscos e a topografia local favorecer. Sendo assim torna-se plausível a implementação de uma alteração na forma como o acesso é realizado atualmente, tendo como justificável o projeto de uma interseção em desnível para tornar o trecho mais seguro e facilitado.

Já a segunda análise feita por Resin (2016) se deu através da contagem de veículos no horário de pico, ou seja, no período de maior sobrecarga da via. A contagem se deu pelo método presente no Manual de projeto de interseções (DNIT, 2005) e consistiu em um levantamento por vídeo do fluxo que se deu na região no horário de pico, seguido pela

contagem e determinação do volume de tráfego. Os resultados da contagem, já convertidos em UCP's encontram-se dispostos na Tabela 4.

Tabela 4 - Volume de tráfego horário nas vias que compõem a interseção em estudo.

| Fluxo | Volume horário de tráfego em |
|---|------------------------------|
| | UCP |
| via principal (BR-116) | 2877,5 |
| via adicional | 1243,5 |
| conversão à esquerda (oriundo da adicional) | 141,5 |

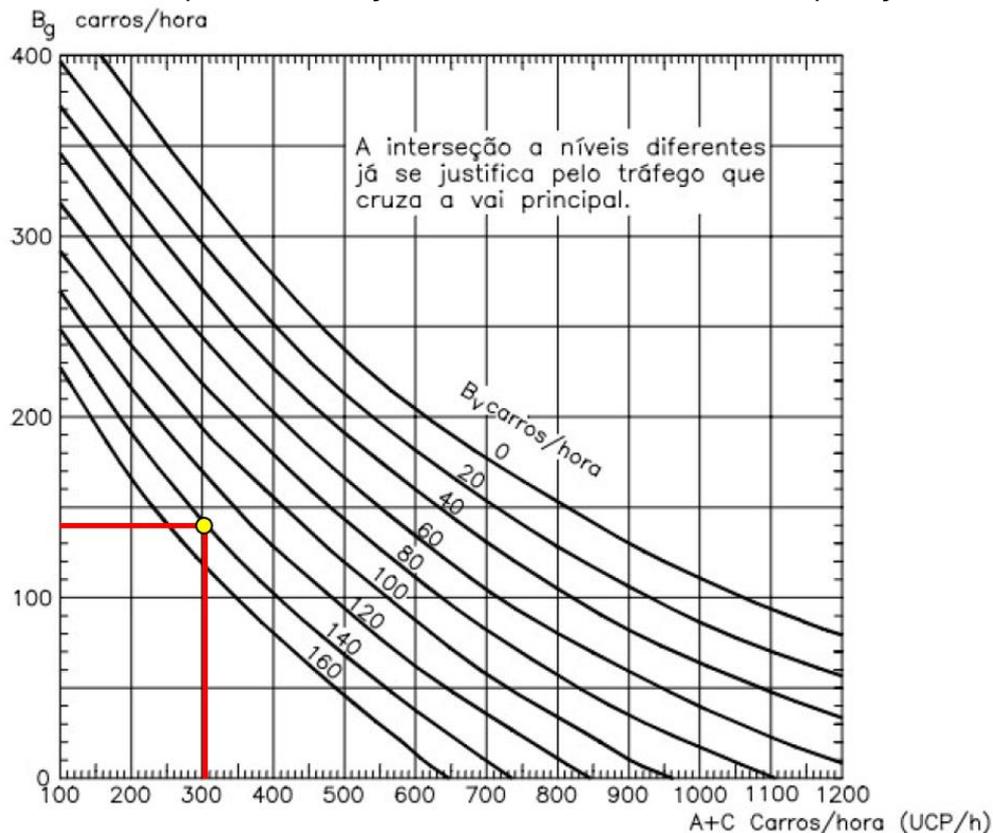
Fonte: Adaptado de Resin (2016)

Posteriormente Resin (2016) lançou os valores obtidos no gráfico que consta na Figura 15, onde o eixo horizontal, **Bg**, corresponde ao volume horário de tráfego da via principal (BR-116); O eixo vertical, **A+C**, corresponde ao volume horário de tráfego da via secundária (via adicional, provenientes dos pontos de estrangulamento) e as curvas correspondem ao volume de tráfego que converte a esquerda (oriundo da via secundária). Como pode ser visto, para um volume horário de 141,5 UCP's, o valor máximo de carros na via principal e na via secundária deve ser de 300 e 140 UCP's respectivamente. Como os dados obtidos na Tabela 4 pela contagem de veículos extrapola os dados presentes no gráfico, a interseção em níveis se justifica também ao ser avaliada por este critério.

No entanto o Manual de estudos de tráfego (DNIT, 2006) ressalta que toda a pesquisa carrega consigo um grau de imprecisão, seja ele ocasionado pela impossibilidade de se trabalhar com a população total alvo do estudo, custos, a natureza dos dados ou até mesmo limitações do próprio método utilizado. Por isso DNIT (2006) recomenda que seja calculado o desvio padrão das médias, possibilitando assim que seja avaliada a precisão dos resultados obtidos.

No caso de Resin (2016) não foram determinados estes parâmetros que visam a acuidade do estudo. Além disso, a questão temporal também torna a utilização de Resin (2016) menos vantajosa, já que o mesmo pode ser considerado desatualizado e não representar de forma fidedigna o tráfego no local em análise. Porém os dados nele obtidos constituem as únicas informações referentes ao tráfego na região, sendo assim a única fonte de consulta e a mais atualizada disponível.

Figura 15 - Gráfico para a avaliação da necessidade de uma separação em níveis.



Fonte: Adaptado de DNIT (2005)

Outro ponto considerado na justificativa do projeto no local é a dificuldade encontrada pelos transeuntes da via. A BR-116 é uma via com diversas faixas e de velocidades mais elevadas, além de não apresenta canteiros intermediários entre pistas que sejam adequados ou seguros para que os pedestres à atravessem de forma fracionada. Zero Hora (2015) relata que o crescente número de atropelamentos e acidentes torna o trecho onde é sugerido o viaduto como o ponto mais crítico para atropelamentos na área urbana da cidade. A beira da via encontra-se o Hospital Geral o qual possui grande importância para a população por atender um grande volume de pacientes do SUS, o número de usuários é substancial muitos deles precisam atravessar a BR-116. A necessidade de uma passarela também foi comprovada, porém o projeto foi postergado, sendo assim o viaduto a ser projetado pode tornar mais facilitado e seguro também o tráfego de pedestres que desejam atravessar a via.

Quanto a questão do projeto geométrico básico, necessário para determinar o comprimento, largura, altura e a partir daí os vãos da estrutura. Este pré-projeto se dá com base em dois principais manuais que trazem em seu conteúdo os parâmetros mais relevantes para o projeto do viaduto em questão, o primeiro deles é o Manual de projeto de obras-de-arte especiais do DNER (1996) e o segundo é o Manual de projeto geométrico de

travessias urbanas do DNIT (2010), além de também se embasar na NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido (ABNT, 2021).

Como a BR-116 é caracterizada como uma via arterial principal, as principais diretrizes de projeto para este tipo de via estão presentes na Figura 16. Como o foco deste trabalho não é o projeto geométrico da estrutura, os parâmetros que serão considerados para a obtenção das dimensões básicas do viaduto e estão destacadas em vermelho são:

- rampa máxima: para determinar o comprimento do viaduto;
- largura da faixa de rolamento: para determinar a largura da seção transversal;
- largura mínima do acostamento: também referente a largura da seção transversal;
- gabarito vertical: correspondente à altura livre.

Figura 16 - Tabela com as características básicas de projeto para vias do sistema arterial principal

| Características | Desejável | Absoluto |
|--|------------|----------|
| Velocidade diretriz mínima | 70 km/h * | 50 km/h |
| Distância mínima de visibilidade de parada | 105 m | 65 m |
| Raio mínimo de curva horizontal | | |
| • $e_{max} = 6\%$ | 185 m | 80 m |
| • $e_{max} = 0\%$ | 260 m | 105 m |
| Taxa máxima de superelevação | 6% | 6 % |
| Rampa máxima (região plana) | 4% | 8%** |
| Rampa mínima | 0,5% | 0,35% |
| Valor mínimo de K para curvas verticais convexas | 17 | 7 |
| Valor mínimo de K para curvas verticais côncavas | 23 | 13 |
| Largura da faixa de rolamento | 3,50 m | 3,30 m |
| Declividade transversal da pista | 2,0 % | 2,5% |
| Largura mínima do acostamento externo | 3,00 m | 0,00 m |
| Largura mínima da faixa de segurança | 0,60 m | 0,30 m |
| Gabarito mínimo vertical | 5,50 m *** | 4,50 m |

(*) Em função da importância da via, condições topográficas e urbanísticas, características do tráfego e controle de acesso.

(**) 9% para região ondulada, 11% para região montanhosa

(***) Via arterial que atue como extensão do sistema rodoviário nacional.

Fonte: Adaptado de DNIT (2010)

3 METODOLOGIA

Neste capítulo serão abordadas as metodologias utilizadas na realização da escolha do modelo de viaduto, sistema estrutural adotado, pré-dimensionamento. Determinação das cargas permanentes e moveis bem como seus métodos de análise através das linhas de influência e envoltórias de esforços.

3.1 CONTAGEM DE VEÍCULOS

Como visto anteriormente, as médias obtidas na contagem de veículos de Resin (2016) encontram-se desatualizados, sendo assim acabam por não serem os dados mais adequados para uma verificação da necessidade de um viaduto no local.

Portanto, com o propósito de obter uma avaliação mais atualizada do número de veículos que passam pela região do acesso da UCS, foram calculados novos volumes de tráfego com base no total da frota do município de Caxias do Sul nos anos de 2016 (IBGE, 2016) e 2020 (IBGE, 2020) e nas porcentagens representadas pelas contagens de Resin (2016). Os dados utilizados estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Volume de tráfego horário estimado nas vias que compõem a interseção em estudo nos anos de 2016 e 2020.

| Fluxo | 2016 | | 2020 |
|--|---|-----------------------------|-----------------------------|
| | Volume horário de tráfego em UCP (Resin, 2016) | Frota Total (IBGE, 2016) | Frota Total (IBGE, 2020) |
| via principal (BR-116) | 2877,5 | 310.163 | 338.096 |
| via adicional | 1243,5 | | |
| conversão à esquerda (oriundo da adicional) | 141,5 | | |

3.2 MODELO DE VIADUTO PROPOSTOS

A escolha da localização, formato e via a ser elevada foi realizada com base em três principais fatores: a facilidade de construção, segurança da estrutura e a utilização se dar

principalmente pelo fluxo da via de maior relevância.

Com relação ao formato, foi dada preferência ao modelo em que se considerava a elevação da BR-116 em função de gerar um traçado mais simples e sem curvas acentuadas. Apesar de o local proposto possuir uma curvatura na via, a mesma possui uma geometria mais suave e que os usuários da via já estão mais familiarizados, tornando este formato mais interessante.

A questão executiva foi um fator importante na escolha do modelo proposto. Por ser uma via de grande fluxo e importância, foi também levada em consideração a facilidade de construção, a fim de evitar um período de obras superior e de complexidade mais elevada, como a construção de aterros ou de estruturas que bloqueiem ambos os sentidos da via simultaneamente.

O tráfego principal da estrutura, que se dará sobre a mesma, será atribuído à via de maior relevância, neste caso a BR-116, possibilitando o trânsito mais fluído para seus usuários, sem é claro, considerar a melhora no fluxo oriundo das vias secundárias que precisam cruzar a via e acessar a Universidade de Caxias do Sul, Hospital Geral ou simplesmente fazer um retorno.

3.2.1 Projeto geométrico básico

O projeto geométrico básico se deu através dos parâmetros presentes na Figura 16 os quais possibilitaram o estabelecimento das dimensões gerais do viaduto em questão. Os principais deles são a rampa máxima, ficando estabelecida em 6% e o gabarito mínimo vertical de 5,5 metros, dados que são utilizados na obtenção do comprimento das rampas de subida e descida. No entanto o Manual de projeto de obras-de-arte-especiais (DNER, 1996) exige que seja adicionada a medida de 1,0 metro na dimensão do gabarito vertical mínimo com o propósito de evitar qualquer tipo de colisão entre a estrutura e os veículos que irão passar sob o viaduto.

A seção transversal máxima disponível no local é de 22 metros, sendo assim é possível o projeto de quatro vias, duas vias em cada sentido e no restante da largura livre devem ser distribuídas as defesas laterais e acostamentos de acordo com DNER (1996). Já o vão entre rampas foi determinado em 30 metros, mantendo a dimensão do vão igual à largura que hoje encontra-se disponível para o cruzamento da via.

3.3 SISTEMA ESTRUTURAL

A escolha do modelo estrutural levou em consideração principalmente os fatores de simplicidade da estrutura, facilidade de dimensionamento, a preferência por sistemas usualmente utilizados neste tipo de estrutura e modelos que possibilitem que sejam vencidos os vãos necessários para este projeto. Sendo assim, o sistema adotado neste trabalho foi o de um viaduto em vigas com seção transversal da superestrutura do tipo T em concreto armado.

3.3.1 Cargas permanentes

A determinação das cargas permanentes se deu inicialmente através do cálculo das ações decorrentes do peso próprio de todos os elementos que compõem a superestrutura do viaduto. Para isso foram calculados os volumes ou as áreas (no caso as seções transversais e longitudinais) que estas estruturas possuem e esse valor obtido foi então multiplicado pelo peso específico dos materiais que constituem as estruturas, sendo ele o concreto armado. O mesmo procedimento se repetiu para a obtenção do peso próprio tanto dos elementos estruturais como vigas e laje, quanto para os não estruturais no caso das defesas laterais das vias.

Já o peso próprio da pavimentação foi calculado através da Equação 3 e considerou-se o peso específico médio da pavimentação de $\gamma_{pav} = 24\text{kN/m}^3$ e uma espessura de pavimento flexível de $h_{pav} = 10,0$ centímetros, sendo o mínimo de 7,0 centímetros o recomendado pelo DNER (1996), além de uma carga de recapeamento de $q_{rec} = 2\text{kN/m}^2$

$$q_{pav} = \gamma_{pav} \cdot h_{pav} + q_{rec} \quad (3)$$

onde:

q_{pav} : peso da pavimentação por unidade de área (kN/m^2);

γ_{pav} : peso específico da pavimentação (kN/m^3)

h_{pav} : altura da pavimentação (m);

q_{rec} : carga adicional de recapeamento (kN/m^2).

Por fim foram lançadas as cargas permanentes, distribuídas e concentradas, no programa computacional FTOOL e os diagramas de momento fletor e cortante foram obtidos.

3.3.2 Propriedades dos materiais

Na realização das análises foram considerados os materiais mais usuais para este tipo de estrutura, suas propriedades encontram-se descritas na Tabela 6. Os valores foram extraídos da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 7187 (ABNT, 2021).

Tabela 6 - Propriedades físicas dos materiais que irão compor a superestrutura do viaduto em estudo.

| Propriedade | Concreto | Pavimentação |
|-----------------------------------|---|---------------------|
| Peso específico | 24 kN/m ³ 25 kN/m ³ (armado) | 24kN/m ³ |
| Classe | C-50 ($f_{ck} = 50MPa$) | flexível |
| Módulo de Elasticidade | 40 GPa | - |
| Coefficiente de Poisson | 0,2 | - |
| Coefficiente de dilatação térmica | $10^{-5}/^{\circ}C$ | - |

Fonte: Adaptado de DNER (1996)

3.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA

Como citado anteriormente, o pré-dimensionamento deste tipo de estrutura é realizado em sua grande maioria a partir de conhecimentos dos profissionais envolvidos e no sucesso e forma de dimensionamento de projetos anteriores. No entanto para a realização de cada etapa foram utilizadas referências com informações que auxiliaram na escolha da forma como cada etapa do pré-dimensionamento foi realizada.

Sendo assim, foram determinados os métodos utilizados no pré-dimensionamento das longarinas, barreiras, transversinas e lajes, os quais serão descritos a seguir.

3.4.1 Longarinas

Após a determinação da seção transversal, foi realizado o pré-dimensionamento das longarinas, que teve início com a escolha do formato das vigas em T e pela especificação de suas medidas básicas, em seguida foi calculada a larguras colaborantes. Esta largura, representada por b_f , pode ser estimada, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) conforme a Equação 4, em função da largura da viga b_w com um acréscimo de no máximo 10% da distância entre os pontos de momento fletor nulo, representada pela letra a , a qual pode ser obtida através dos diagramas de momento fletor da estrutura.

$$b_f = b_w + 2 \cdot 0,1 \cdot a \quad (4)$$

onde:

b_f : largura colaborante da mesa da viga;

b_w : largura da alma da viga;

a : distância entre seções de momento nulo.

Já as dimensões b_3 e b_1 foram obtidas através das relações apresentadas a seguir.

$$b_3, b_1 \leq \begin{cases} 0,1 \cdot a \\ 0,5 \cdot b_2 \\ 8 \cdot h_f \end{cases}$$

onde:

a : distância entre seções de momento nulo;

b_2 : distância entre a extremidade de almas;

h_f : altura da mesa.

No caso de seções transversais da superestrutura em T, a espessura da mesa h_f foi determinada como a mesma que a espessura da laje, no caso 30 cm, como recomendado por DNER (1996). Já a altura da viga foi estimada através da Equação 2 apresentada anteriormente e para a espessura da alma adotou-se 30 centímetros como espessura.

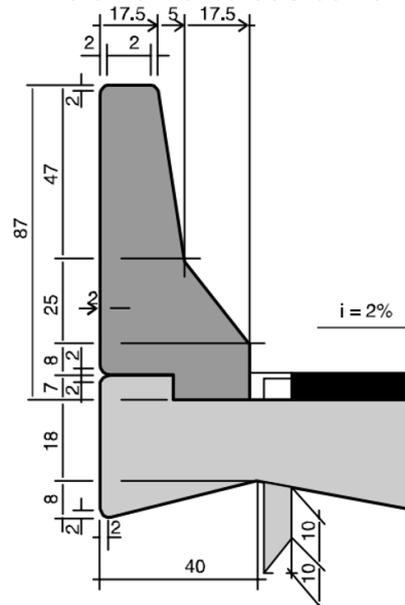
3.4.2 Lajes

A espessura da laje foi determinada conforme as recomendações do item 2.4.3 sendo estipulado o valor de $h_{laje} = 30\text{ cm}$, já a largura foi consequência da dimensão disponível no local de projeto do viaduto para a realização da seção transversal

3.4.3 Barreiras

O dimensionamento das barreiras não faz parte do escopo deste trabalho, no entanto por questões de cálculo de peso próprio e cargas atuantes na estrutura, foram consideradas as barreiras padrão recomendadas pelo Manual de projeto de obras-de-arte especiais (DNER, 1996). Seu detalhamento encontra-se na Figura 17 cujas medidas estão em centímetros.

Figura 17 - Detalhamento das barreiras padrão.



Fonte: Adaptado de DNER (1996)

3.4.4 Transversinas

As transversinas são elementos considerados como bi apoiados nas ligações com as longarinas, por serem elementos que não possuem ligação direta com a laje, não recebem os carregamentos verticais advindos dela. Sendo assim seu pré-dimensionamento se deu com uma altura igual a metade da altura da viga com 110 centímetros e uma largura

de 30 centímetros, apenas com intuito de considerá-las no cálculo do peso próprio da estrutura e das que o mesmo origina.

3.5 CARGAS ATUANTES NA SUPERESTRUTURA

A definição das cargas que atuam na estrutura de uma ponte ou viaduto se faz de suma importância, isso ocorre, pois, a partir dos esforços máximos e mínimos é possível realizar o dimensionamento adequado dos elementos estruturais deste tipo de obra-de-arte especial

Neste item são abordados os procedimentos metodológicos adotados na obtenção das cargas permanentes e móveis, bem como as linhas de influência e envoltórias de esforços da estrutura em estudo.

3.5.1 Cargas móveis

Para a obtenção das cargas móveis foram adotados os procedimentos recomendados pela ABNT NBR 7188:2013, de acordo com os quais deve-se considerar um veículo hipotético, que no caso de rodovias é utilizado o TB-450, chamado de trem-tipo. O TB-450 possui dimensionais de 6,0 metros de comprimento por 3,0 metros de largura com seis rodas dispostas em três eixos distantes entre si 1,5 metros. O veículo de 450kN de força peso, ocupa uma área de 18,0m², na qual é aplicada uma carga estática $P = 75\text{kN}$ por roda, nas áreas restantes é considerada uma carga distribuída e constante, chamada de carga de multidão, $p = 5\text{kN/m}^2$.

A análise teve início através da majoração das cargas originárias trem-tipo p e P . Primeiramente foram estabelecidos os coeficientes de ponderação, mais especificamente o Coeficientes de Impacto Vertical (CIV), Coeficiente de Número de Faixas (CNF) e pelo Coeficiente de Impacto Adicional (CIA).

A obtenção do primeiro deles, o Coeficientes de Impacto Vertical, se deu por meio da Equação 5 apresentada a seguir.

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \leq 1,35 \quad (5)$$

onde:

CIV: coeficientes de Impacto Vertical;

Liv: comprimento do vão (m).

Já o Coeficiente de Número de Faixas, pode ser calculado pela Equação 6. Nela é considerado o número inteiro de faixas de tráfego sem levar em conta acostamentos e faixas de segurança.

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (6)$$

onde:

CNF: coeficientes de Impacto Vertical;

n: número inteiro de faixas de tráfego.

Posteriormente determinou-se o Coeficiente de Impacto Adicional, que majora os esforços nas lajes decorrentes de imperfeições ou descontinuidades. A NBR 7188 (ABNT, 2013) estabelece os valores do *CIA* de acordo com os materiais que compõem a superestrutura do viaduto, sendo *CIA* = 1,15 para estruturas de aço e *CIA* = 1,25 em obras de concreto ou mistas. No caso foi adotado um *CIA* = 1,25 pois o viaduto a ser projetado é em concreto armado.

Em seguida foi realizado o procedimento de majoração propriamente dito, o qual baseou-se na Equação 7 e Equação 8 e nos coeficientes supracitados. e deu origem a duas novas cargas *Q* e *q*, oriundas da majoração de *P* e *p* respectivamente.

$$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (7)$$

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (8)$$

onde:

Q: carga concentrada ponderada;

q: carga distribuída ponderada;

P: carga concentrada do trem-tipo;

p : carga distribuída de multidão;
 CIV : Coeficientes de Impacto Vertical;
 CNF : Coeficiente de Número de Faixas;
 CIA : Coeficiente de Impacto Adicional.

Por fim Q e q foram utilizadas com o propósito de se chegar ao pior cenário de cargas possível ao qual a estrutura possa estar submetida. Sendo assim, as cargas distribuídas e concentradas majoradas anteriormente foram alocadas nos pontos mais críticos da seção transversal da estrutura em 3 casos principais, cada qual avaliando individualmente uma carga.

O primeiro deles, aqui nomeado de A1, considerou apenas a carga concentrada Q nos pontos onde se encontram as rodas do trem tipo, o segundo, chamado de A2, utilizou somente a carga distribuída q disposta nos pontos críticos da seção, deixando livre o local onde se encontra o trem-tipo. Já o último deles, o cenário A3, adotou a carga q em toda a região crítica, inclusive onde encontrava-se o TB-450.

Cada um dos cenários gerou uma reação no ponto de análise, que no caso é a Longarina 1 (à esquerda). Essa reação representa o esforço crítico que as cargas Q e q geram neste ponto. Desta forma foram recalculadas as cargas do trem-tipo sendo a reação de A1 a nova carga concentrada nas rodas e A2 e A3 as cargas distribuídas no interior e exterior do trem-tipo respectivamente. Esta segunda majoração tem o propósito de tornar possível a realização do estudo das cargas móveis na seção transversal da estrutura.

3.5.2 Linhas de influência

Os métodos utilizados para a análise das cargas móveis atuantes na superestrutura do viaduto e na obtenção das linhas de influência foram dois, o das longarinas indeslocáveis e o método de Engesser-Courbon.

O primeiro deles, método das longarinas indeslocáveis, teve início pela definição da seção transversal da ponte de interesse, seguida pela introdução de apoios fixos no centro de gravidade das longarinas da seção e da aplicação de uma carga unitária P posicionada em diversos pontos da estrutura, dando preferência aos locais mais críticos. Após esta etapa foram calculadas as reações R_y de cada apoio e através do programa computacional FTOOL, obtendo assim uma série de valores para cada apoio e distância da carga em relação à extremidade da laje.

A partir destes valores serão traçados os diagramas para cada apoio com suas respectivas reações, porém os gráficos normalmente curvos tiveram sua forma simplificada por uma série de retas ligando seus pontos. Através desta simplificação foi possível obter as equações de primeiro grau que descrevem os carregamentos em cada trecho da seção transversal, chegando-se assim aos esforços mínimos e máximos da estrutura e às linhas de influência.

Já o segundo método, o de Engesser-Courbon, utiliza-se da Equação 9, para a obtenção das reações de apoio R_i nas longarinas da seção transversal quando aplicada, neste caso, uma carga P . O resultado que pode ser um valor ou equação dá origem às linhas de influência das reações de apoio de cada longarina.

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \cdot \frac{(2 \cdot i - n - 1) \cdot e}{(n^2 - 1) \cdot \xi} \right] \quad (9)$$

onde:

R_i : reação de apoio;

P : carga atuante na seção transversal

i : número da longarina avaliada, contada a partir da esquerda;

n : número de longarinas;

e : excentricidade horizontal com relação ao centro de gravidade;

ξ : distância entre o eixo das longarinas.

Por fim, as linhas de influência foram calculadas por meio do programa computacional FTOOL como forma de verificação e comparação com os resultados encontrados.

3.5.3 Envoltória de esforços

Após o cálculo e determinação das linhas de influência, dá-se sequência através do cálculo os momentos fletores e cortantes máximas e mínimas da carga móvel e da carga permanente. Em seguida será determinada a envoltória dos esforços na seção transversal em análise, a qual será obtida pela combinação dos diagramas das cargas permanentes e

das linhas de influência das cargas móveis, obtendo assim os esforços máximos e mínimos, bem como a área de trabalho da laje da estrutura quando submetida às cargas analisadas.

4 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nas etapas metodológicas propostas para a realização do presente trabalho sendo as principais delas a atualização da contagem de veículos, proposta de um modelo de viaduto com seu projeto geométrico básico e escolha do modelo estrutural, seguido do pré-dimensionamento dos elementos constituintes da superestrutura, determinação das cargas móveis e permanentes e a obtenção das linhas de influência e envoltórias de esforços cortante e momento fletor.

4.1 CONTAGEM DE VEÍCULOS

Através das médias obtidas por Resin (2016) e dos dados referentes à frota total de veículos na cidade de Caxias do Sul nos anos de 2016 obtidos por IBGE (2016) e no ano 2020 por IBGE (2020). Foram estimadas as novas médias de tráfego na região para o ano de 2020 as quais estão apresentadas na Tabela 7 abaixo.

Tabela 7 - Volume de tráfego horário estimado atualizado nas vias que compõem a interseção em estudo nos anos de 2016 e 2020 com base na frota total da cidade de Caxias do Sul.

| Fluxo | 2016 | | | 2020 | |
|--|---|--------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| | Volume horário de tráfego em UCP (Resin, 2016) | Volume horário de tráfego em % | Frota Total (IBGE, 2016) | Frota Total (IBGE, 2020) | Volume horário de tráfego em UCP |
| via principal (BR-116) | 2877,5 | 0,928 | 310.163 | 338.096 | 3136,6 |
| via adicional | 1243,5 | 0,401 | | | 1355,5 |
| conversão à esquerda (oriundo da adicional) | 141,5 | 0,045 | | | 154,2 |
| Aumento da frota em 4 anos: | | | 27.933 | | |

Fonte: O autor (2022)

Como exposto na Tabela 7, houve um aumento 27.933 veículos no município, o que corresponde a um acréscimo de 9% na frota total no ano de 2020 com relação ao ano de 2016. Um reflexo deste crescimento, foi que as médias de volume de tráfego estimadas

também apresentaram o mesmo efeito, uma vez que foram baseadas nos dados do senso referentes à frota. Sendo assim pode-se verificar que houve um aumento na demanda da infraestrutura rodoviária da cidade e conseqüentemente do trecho em análise.

Resin (2016) já havia comprovado com as médias obtidas na contagem de veículos daquele ano, que o projeto de uma estrutura que auxiliasse e facilitasse o tráfego no ponto onde se encontra o acesso da Universidade de Caxias do Sul era justificável. Ao longo dos 4 anos subsequentes, com os incrementos à frota, tornou-se ainda mais necessária e indispensável uma intervenção no local.

Vale ressaltar, no entanto, que o senso de 2020 foi realizado em um ano atípico, pois aquele período foi marcado pela pandemia de coronavírus, que pode ter influenciado não somente no comportamento com o qual o aumento no número total de veículos que a cidade possui, mas também como o caráter, forma e motivação com a qual os deslocamentos de pessoas se deram naquele ano.

4.2 MODELO PROPOSTO

Um dos objetivos deste trabalho era a realização de uma proposta de viaduto e a escolha do modelo estrutural mais adequado para o projeto. Sendo assim, neste item serão apresentados os resultados destas etapas, juntamente com o projeto geométrico básico, com as definições das dimensões gerais do viaduto.

4.2.1 Sistema Estrutural

O sistema estrutural escolhido foi o de vigas e laje por ser o modelo que quando comparado aos demais apresentou um maior custo-benefício e capacidade técnica de vencimento dos vãos propostos, maior facilidade tanto de dimensionamento quanto de execução, além de ser o sistema mais usual no projeto de obras-de-arte especiais.

A utilização de uma laje maciça, se deu em função de esta representar o pior cenário na questão de peso próprio e de capacidade técnica de vencer os vãos desejados, já que este tipo de laje é o modelo mais simples que pode ser utilizado.

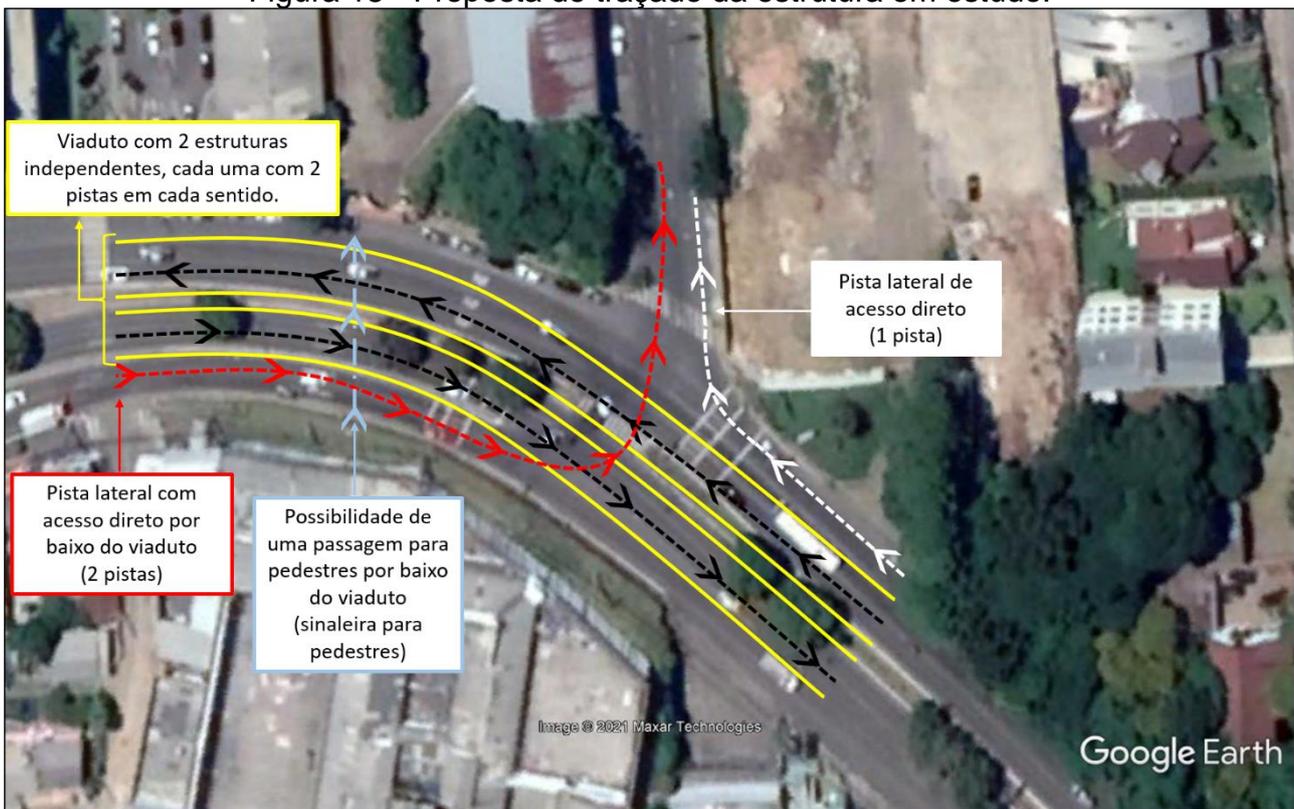
Na figura ZZ está representada a seção transversal da superestrutura do viaduto em locais onde não estão presentes transversinas. Já a Figura ZZ traz a seção com a presença das transversinas, estas seções ocorrem a cada 15 metros, em função do espaçamento que foi dado para o elemento estrutural.

4.2.2 Projeto Geométrico

Em função de a via a ser elevada possuir elevado fluxo e importância, optou-se por uma proposta na qual o viaduto é composto de duas estruturas separadas e independentes, sendo que cada uma delas é responsável por um sentido de fluxo da rodovia, uma no sentido bairros-centro e outra centro-bairros como apresentada na Figura 18.

Desta forma, durante o período de execução, não será necessária a interrupção de mais de um sentido de fluxo, sempre deixando as pistas do sentido oposto livres para tráfego. Desta forma, seria possível reduzir ou até mesmo evitar transtornos ao trânsito da região, que é intenso e possui grande importância para a movimentação dos cidadãos da cidade e municípios vizinhos.

Figura 18 - Proposta de traçado da estrutura em estudo.



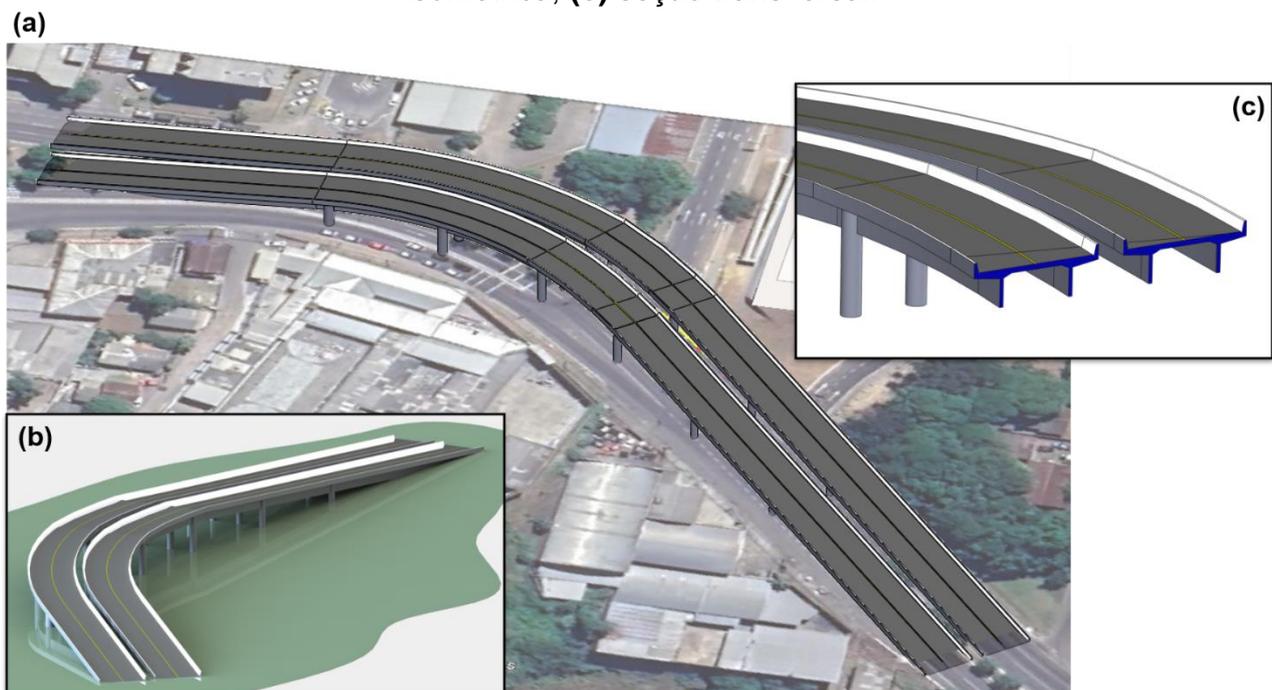
Fonte: O autor (2022)

O fluxo que atualmente é aquele que faz o cruzamento das faixas da BR-116, a fim de realizar o retorno ou acessar a UCS, que na Figura 18 encontra-se destacado em vermelho, se daria pela parte inferior do viaduto, sendo possível também que este seja regulado apenas por um semáforo para pedestres quando estes desejarem cruzar as vias laterais. Já a pista lateral advinda do centro da cidade, que na Figura 18 está representada

em branco, o qual também se daria pela parte inferior, seguiria a mesma regra de fluxo do sentido de cruzamento da via, livre, porém com semáforo para possibilitar a travessia de pedestres.

Ainda seria possível prever uma passagem para pedestres, a qual está retratada na Figura 18 em azul claro. A necessidade de uma passarela para pedestres é indiscutível, no entanto uma forma de solucionar este problema sem que seja projetada uma estrutura especificamente para isso, é a elaboração de uma passagem segura e adequada por sob o viaduto em estudo. A Figura 19 apresenta um esboço da estrutura proposta para o local em estudo, nela também podem ser vistas a seção transversal da superestrutura e uma vista isométrica do modelo.

Figura 19 - Esboço do viaduto proposto **(a)** estrutura sobre a área estudada; **(b)** vista isométrica; **(c)** seção transversal.



Fonte: O autor (2022)

As principais características do viaduto proposto são:

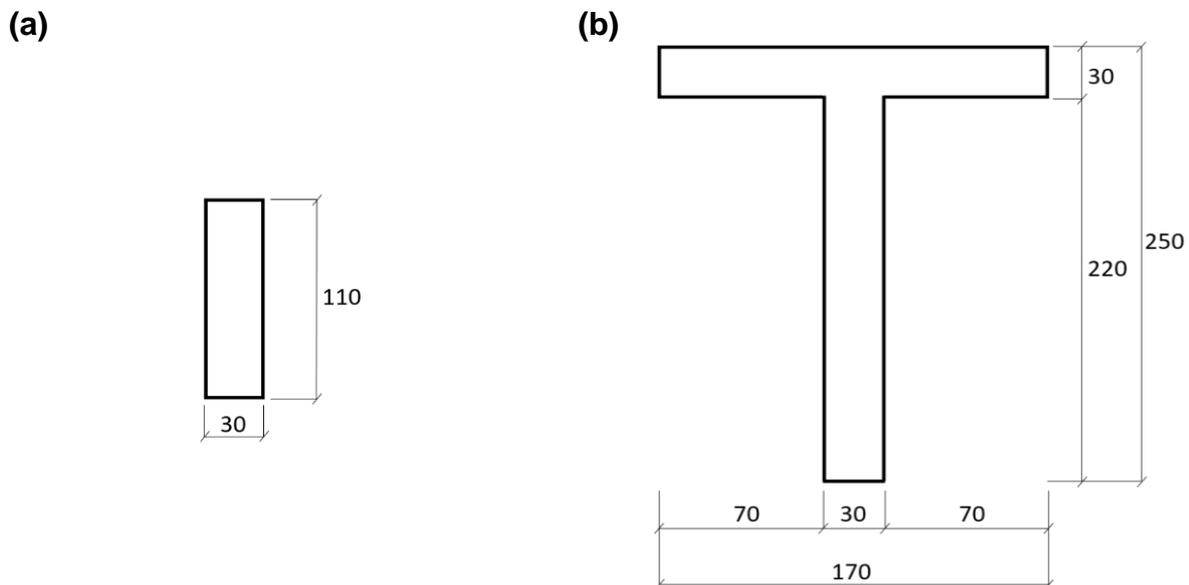
- a) composto por 2 estruturas separadas e individuais;
- b) 2 pistas em cada sentido (bairros-centro e centro-bairros);
- c) largura de cada estrutura: 10,80 m;
- d) largura Total: 30 m;
- e) distância entre estruturas: 1,20 m;

- f) altura máxima: 6,5 m;
- g) vãos: 30 m;
- h) rampas (subida e descida): 120 m cada uma;
- i) comprimento TOTAL: 270 m;
- j) comprimento parte central plana: 30 m;
- k) espessura pavimento: 10 cm.

4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Na etapa do pré-dimensionamento foram determinadas as dimensões iniciais dos elementos estruturais da superestrutura do viaduto proposto. Foram pré-dimensionadas as longarinas, também chamadas de vigas, as transversinas e a laje. Os resultados estão presentes na Figura 20 e Figura 21, com a representação da seção transversal dos elementos.

Figura 20 - Pré-dimensionamento das seções transversais das **(a)** transversinas e **(b)** longarinas do viaduto. As medidas apresentadas estão em centímetros.

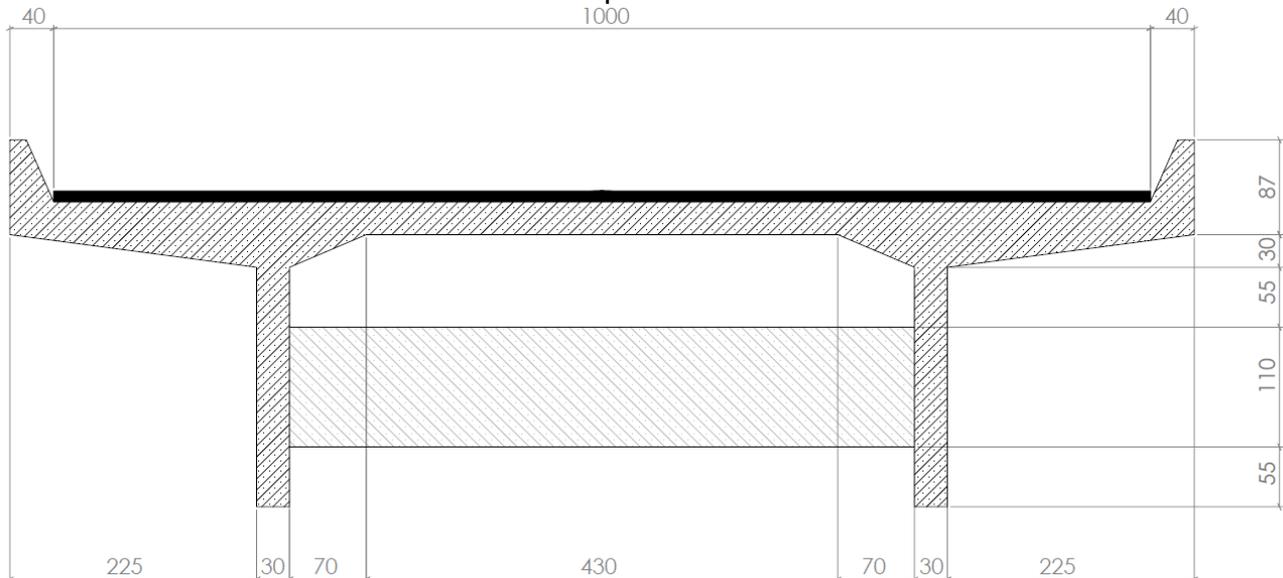


Fonte: O autor (2022)

Na seção transversal presente na Figura 21 estão apresentados os elementos que foram pré-dimensionados nesta etapa em locais da estrutura em que há a presença de transversinas. Este tipo de seção ocorre a cada 15 metros em função do espaçamento dado

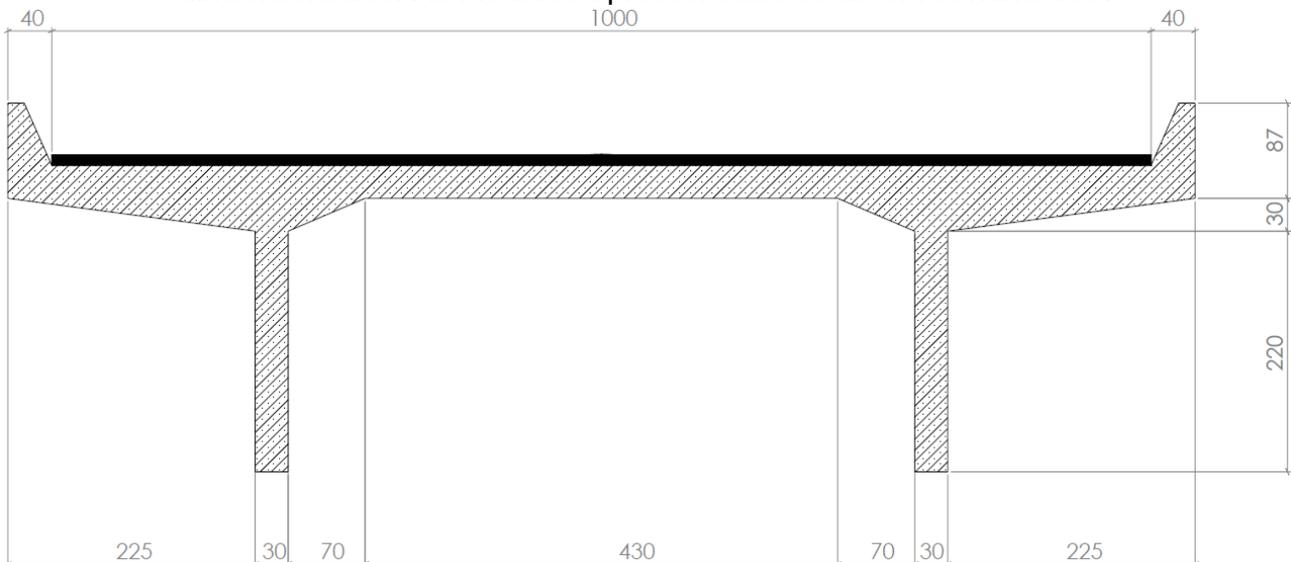
a este elemento. Já a Figura 22 traz a seção transversal do viaduto, porém em locais onde não são empregadas as transversinas.

Figura 21 - Seção transversal do viaduto com transversina com seus elementos pré-dimensionados. As medidas apresentadas estão em centímetros.



Fonte: O autor (2022)

Figura 22 - Seção transversal do viaduto sem transversina com seus elementos pré-dimensionados. As medidas apresentadas estão em centímetros.



Fonte: O autor (2022)

4.4 CARGAS PERMANENTES

A determinação das cargas às quais a estrutura em estudo estará submetida, se faz de suma importância, uma vez que é com base nelas que serão realizados os

dimensionamentos e as verificações de segurança. Sendo assim, neste item serão tratadas as cargas permanentes e móveis às quais atuarão na superestrutura do viaduto em estudo através de sua quantificação, seguido pelo traçado de seus diagramas de esforços cortantes e de momento fletor de forma individual e de forma combinada.

4.4.1 Cargas Permanentes Individuais

Inicialmente foram calculados os pesos próprios individuais dos elementos estruturais e não estruturais da superestrutura do viaduto, de forma total, ao longo de todos os 270 metros, parcial, para um vão de 30 metros e para as seções transversal e longitudinal. Vale ressaltar que os valores correspondentes a seção longitudinal corresponde à apenas metade da carga total, pois a mesma foi dividida por dois, representando que cada longarina suporta metade do peso total dos elementos

O primeiro elemento analisado foi a laje, o qual resultou nos pesos próprios contidos na Tabela 8 que se referem ao peso total da estrutura e de um vão padrão de 30 metros, e na Tabela 9 traz os pesos relacionados as seções transversal e longitudinal.

Tabela 8 - Dados utilizados e peso próprio total da laje do viaduto

| LAJE | | | | | | |
|-------|-----------------|-------------|---------------|--------------------------------------|------------------------|-------------------|
| | Comprimento (m) | Largura (m) | Espessura (m) | Peso Específico (kN/m ³) | Área (m ²) | Peso Próprio (kN) |
| Total | 270 | | | | 2916 | 21870 |
| Vão | 30 | 10,8 | 0,3 | 25 | 324 | 2430 |

Fonte: O autor (2022)

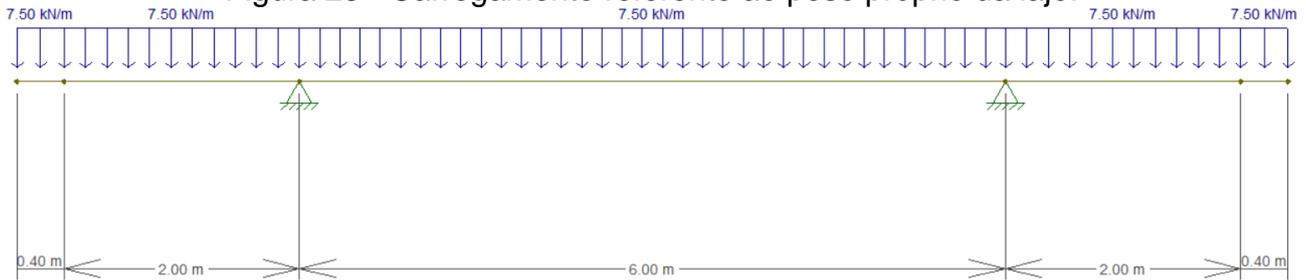
Tabela 9 - Peso próprio e cargas distribuídas geradas.

| LAJE - Seções | | | | | | | |
|---------------|-----------------|-------------|---------------|--------------------------------------|-----------------------------------|---------------------|--------------------------|
| | Comprimento (m) | Largura (m) | Espessura (m) | Peso específico (kN/m ³) | Volume unitário (m ³) | Peso Próprio (kN/m) | Carga Distribuída (kN/m) |
| Transversal | 1 | | | | 3,24 | 81 | 7,5 |
| Longitudinal | 30 | 10,8 | 0,3 | 25 | 97,2 | 2430 | 40,5 por longarina |

Fonte: O autor (2022)

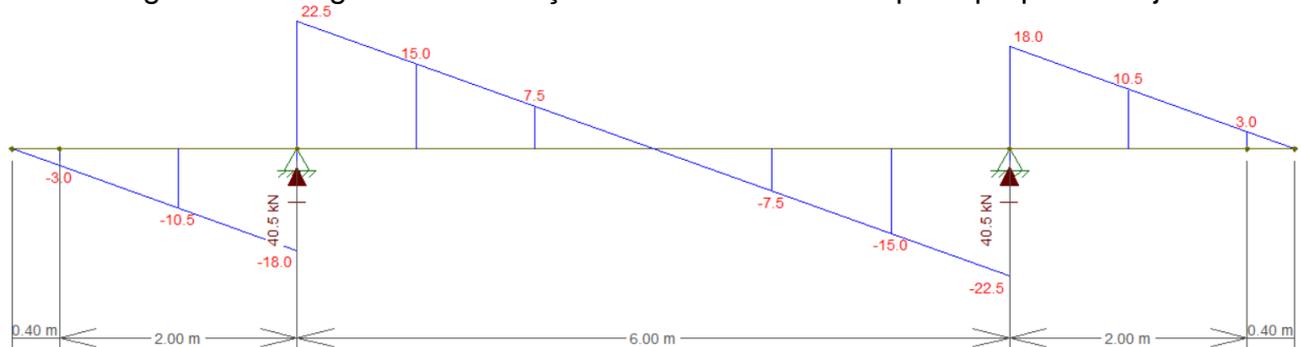
Em seguida foram lançadas as cargas de forma individual no FTOOL onde a Figura 23 representa a carga distribuída, a Figura 24 o esforço cortante e a Figura 25 o momento fletor na seção transversal geradas pela carga oriunda do peso próprio da laje.

Figura 23 - Carregamento referente ao peso próprio da laje.



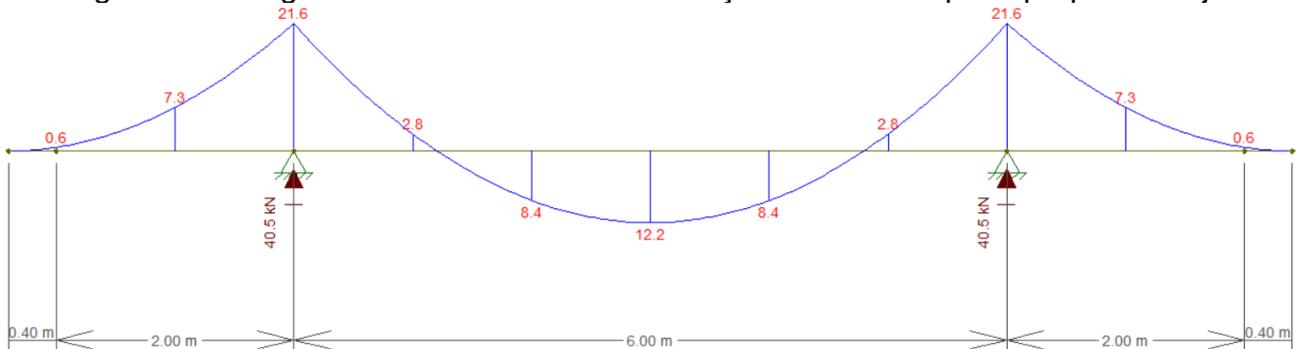
Fonte: O autor (2022)

Figura 24 - Diagrama de esforço cortante referente ao peso próprio da laje.



Fonte: O autor (2022)

Figura 25 - Diagrama de momento fletor referente ao peso próprio da laje.



Fonte: O autor (2022)

A carga gerada foi de $P_{laje} = 7,50 \text{ kN/m}$, distribuída uniformemente ao longo dos 10,80m da seção transversal, gerando um esforço cortante máximo $V_{máx} = 22,5 \text{ kN}$ e mínimo $V_{mín} = -22,5 \text{ kN}$ na região dos apoios (longarinas). Quanto aos momentos fletores, os máximos encontram-se no meio do vão central com $M_{máx} = 12,2 \text{ kN.m}$ e mínimo $M_{mín} = 21,6 \text{ kN.m}$ nos apoios.

Em seguida foram calculadas as cargas referentes ao pavimento flexível, as quais envolvem também o recapeamento das vias, estão demonstradas na Tabela 10 para o total

e para o vão. Da mesma forma, os carregamentos relacionados às seções longitudinal e transversal estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 10 - Dados utilizados e peso próprio total do pavimento flexível e do recapeamento do viaduto.

| PAVIMENTO FLEXÍVEL | | | | | | | |
|--------------------|-----------------|-------------|---------------|--------------------------------------|------------------------|-----------------------------------|-------------------|
| Pavimentação | | | | | | Recapeamento | FINAL |
| | Comprimento (m) | Largura (m) | Espessura (m) | Peso Específico (kN/m ³) | Área (m ²) | Peso Próprio (kN/m ²) | Peso Próprio (kN) |
| Total | 270 | | | | 2700 | 6480 | 11880 |
| Vão | 30 | 10 | 0,1 | 24 | 300 | 720 | 1320 |
| | | | | | | 2 | |

Fonte: O autor (2022)

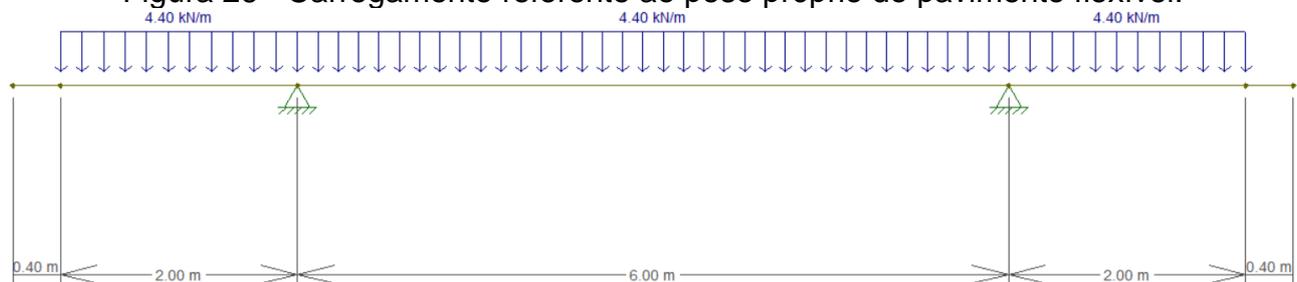
Tabela 11 - Peso próprio e cargas distribuídas geradas pelo pavimento flexível e recapeamento.

| PAVIMENTO FLEXÍVEL - Seções | | | | | | | | |
|-----------------------------|-----------------|-------------|---------------|--------------------------------------|-----------------------------------|-------------------|--------------------------------------|--------------------------|
| Pavimentação | | | | | | Recapeamento | FINAL | |
| | Comprimento (m) | Largura (m) | Espessura (m) | Peso Específico (kN/m ³) | Volume Unitário (m ³) | Peso Próprio (kN) | Peso Específico (kN/m ²) | Carga Distribuída (kN/m) |
| Transversal | 1 | | | | 1 | 44 | | 4,4 |
| Longitudinal | 30 | 10 | 0,1 | 24 | 30 | 1320 | 2 | 22 por longarina |

Fonte: O autor (2022)

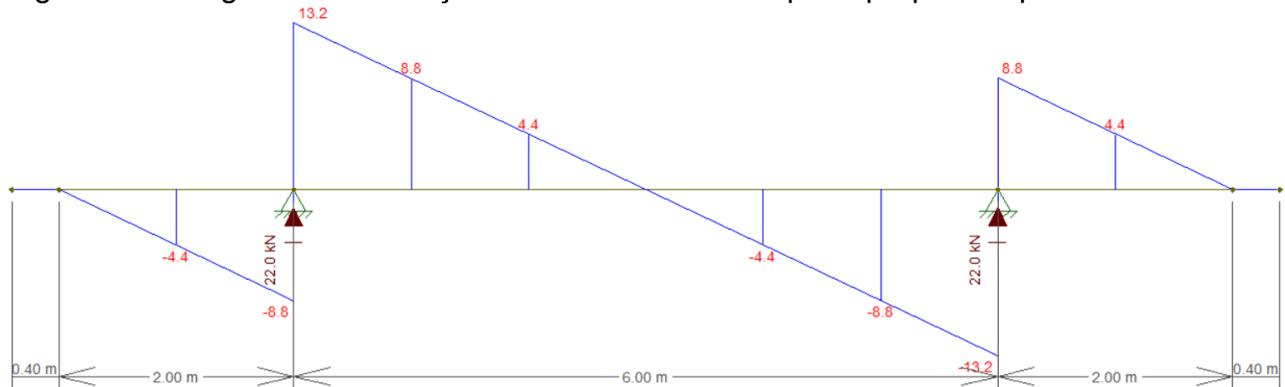
Após a determinação das cargas, foram gerados os diagramas da Figura 26 com o arranjo de cargas, como anteriormente, a Figura 27 com o esforço cortante e a Figura 28 com o momento fletor na seção transversal.

Figura 26 - Carregamento referente ao peso próprio do pavimento flexível.



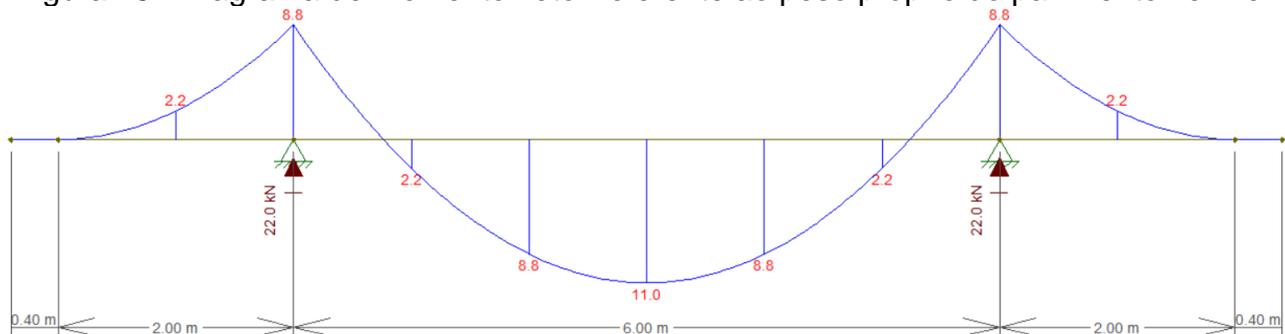
Fonte: O autor (2022)

Figura 27 - Diagrama de esforço cortante referente ao peso próprio do pavimento flexível.



Fonte: O autor (2022)

Figura 28 - Diagrama de momento fletor referente ao peso próprio do pavimento flexível.



Fonte: O autor (2022)

A carga produzida pelo peso próprio do pavimento flexível foi de $P_{pav.} = 4,40 \text{ kN/m}$, distribuída uniformemente ao longo de 10m da seção transversal, deixando sem o carregamento os locais que serão ocupados pelas barreiras. O esforço cortante máximo $V_{m\acute{a}x} = 13,2 \text{ kN}$ e mínimo $V_{m\acute{i}n} = -13,2 \text{ kN}$ ocorreram, como no caso da laje, na região dos apoios e os momentos fletores os máximos ocorreram meio do vão central com $M_{m\acute{a}x} = 11,0 \text{ kN.m}$ e mínimo $M_{m\acute{i}n} = 8,8 \text{ kN.m}$ nos apoios.

Posteriormente foram avaliadas as cargas das barreiras, com a Tabela 12 contendo os resultados mais gerais e a Tabela 13 os carregamentos nas seções.

Tabela 12 - Dados utilizados e peso próprio total das barreiras laterais do viaduto.

| BARREIRAS | | | | |
|-----------|-----------------|---|--------------------------------------|-------------------|
| | Comprimento (m) | Área da seção transversal (m ²) | Peso Específico (kN/m ³) | Peso Próprio (kN) |
| Total | 270 | | | 2944,69 |
| Vão | 30 | 0,22 | 25 | 327,19 |

Fonte: O autor (2022)

Tabela 13 - Peso próprio e carga distribuída (seção longitudinal) e concentrada (seção transversal) gerada pelas barreiras laterais do viaduto.

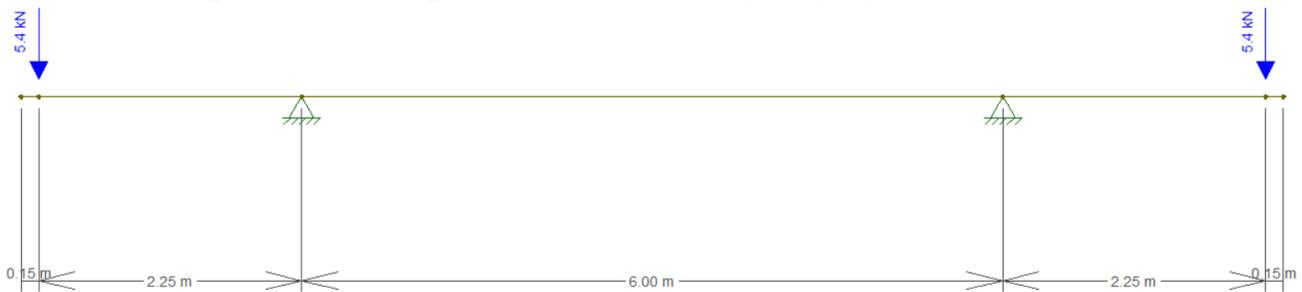
| BARREIRAS - Seções | | | | | |
|--------------------|-----------------|---|--------------------------------------|-------------------|---------------------------|
| | Comprimento (m) | Área da seção transversal (m ²) | Peso Específico (kN/m ³) | Peso Próprio (kN) | Carga |
| Transversal | 1 | 0,22 | 25 | 10,91 | 5,45 kN por barreira |
| Longitudinal | 30 | | | 327,19 | 5,45 kN/m por barreira |

Fonte: O autor (2022)

Da mesma forma que com os demais elementos que compõem a superestrutura do viaduto, anteriormente mostrados, o arranjo das cargas encontra-se na

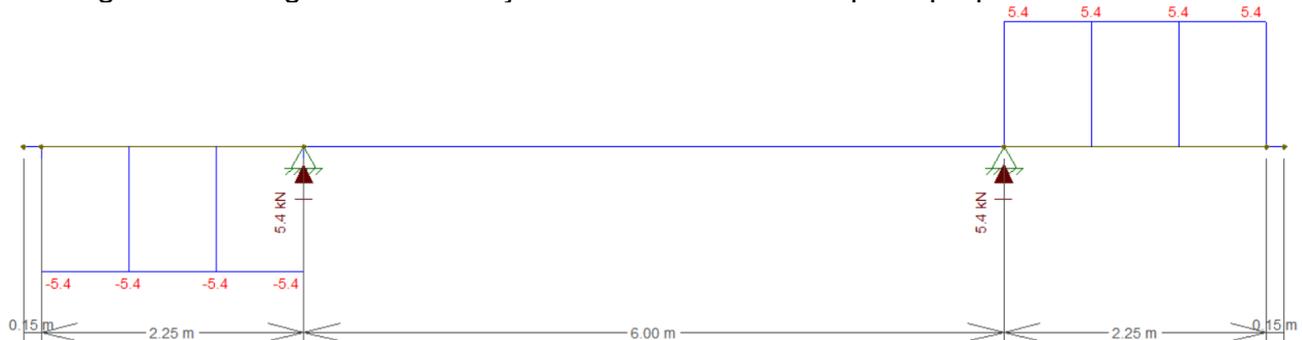
Figura 29, o diagrama de esforço cortante está demonstrado na Figura 30 e o de momento fletor na Figura 31.

Figura 29 - Carregamento referente ao peso próprio das barreiras.



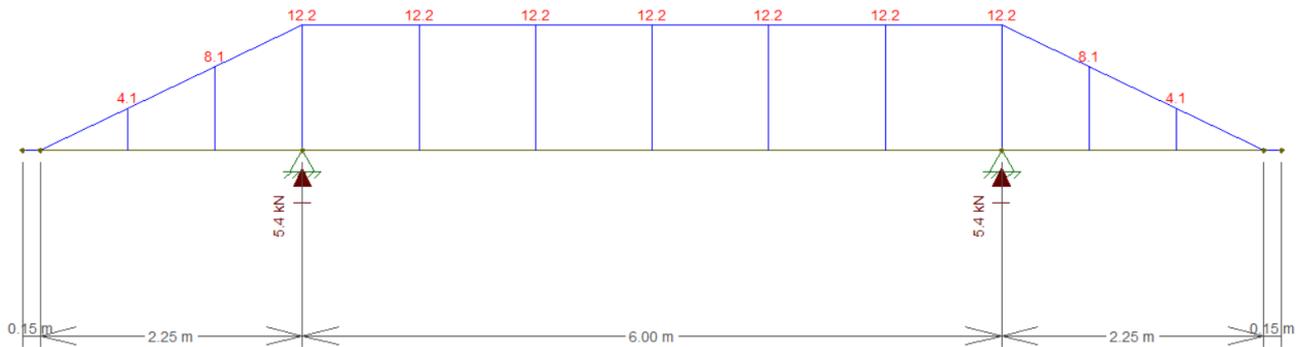
Fonte: O autor (2022)

Figura 30 - Diagrama de esforço cortante referente ao peso próprio das barreiras.



Fonte: O autor (2022)

Figura 31 - Diagrama de momento fletor referente ao peso próprio das barreiras.



Fonte: O autor (2022)

O peso próprio das barreiras foi posicionado de forma concentrada na posição em que se encontra o seu centro de massa, o que ocorre à 15cm das extremidades externas da mesma e conseqüentemente da seção transversal. A carga de $P_{bar.} = 5,4kN$ gerou um esforço cortante máximo de $V_{m\acute{a}x} = 5,4kN$ e mínimo $V_{m\acute{i}n} = -5,4kN$, ambos se iniciaram no ponto de aplicação da carga e permaneceram constantes até os apoios, quando voltam a cortante nula.

No caso dos momentos fletores, tiveram início nos pontos de aplicação da carga com momentos nulos e aumentaram em direção aos apoios, local onde ocorreram os momentos mínimos, com $M_{m\acute{i}n} = 12,2kN.m.$, valor que se manteve constante ao longo de todo o vão central da seção.

Por fim foram calculadas as transversinas. A Tabela 14 e Tabela 15 apresentam os resultados da quantificação das cargas tanto globais quanto das seções.

Tabela 14 - Dados utilizados e peso próprio total das transversinas do viaduto.

| TRANSVERSINA | | | | | | |
|--------------|-----------------------------|-----------------|---|--------------------------|--------------------------------------|-------------------|
| | Quantidade de Transversinas | Comprimento (m) | Área da seção transversal (m ²) | Volume (m ³) | Peso Específico (kN/m ³) | Peso Próprio (kN) |
| Total | 18 | 5,70 | 0,33 | 1,88 | 25 | 846,45 |
| Vão | 3 | | | | | 141,08 |

Fonte: O autor (2022)

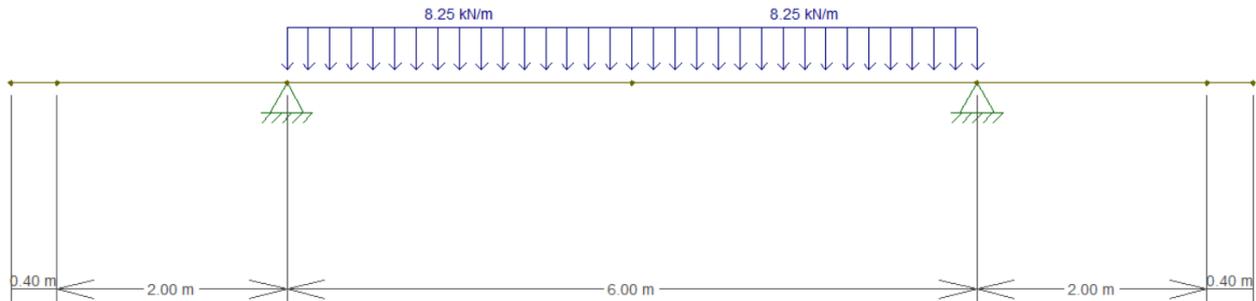
Tabela 15 - Peso próprio e carga distribuída (seção transversal) e concentrada (seção longitudinal) gerada pelas transversinas.

| TRANSVERSINA - Seções | | | | | | |
|-----------------------|-----------------|---|---|--------------------------------------|-------------------|------------------------------|
| | Comprimento (m) | Área da seção transversal (m ²) | Volume da seção transversal (m ³) | Peso Específico (kN/m ³) | Peso Próprio (kN) | Carga |
| Transversal | 5,7 | | | | 47,03 | 8,25 kN/m |
| Longitudinal | 5,7 | 0,33 | 1,88 | 25 | 141,08 | 23,51 kN por transversina |

Fonte: O autor (2022)

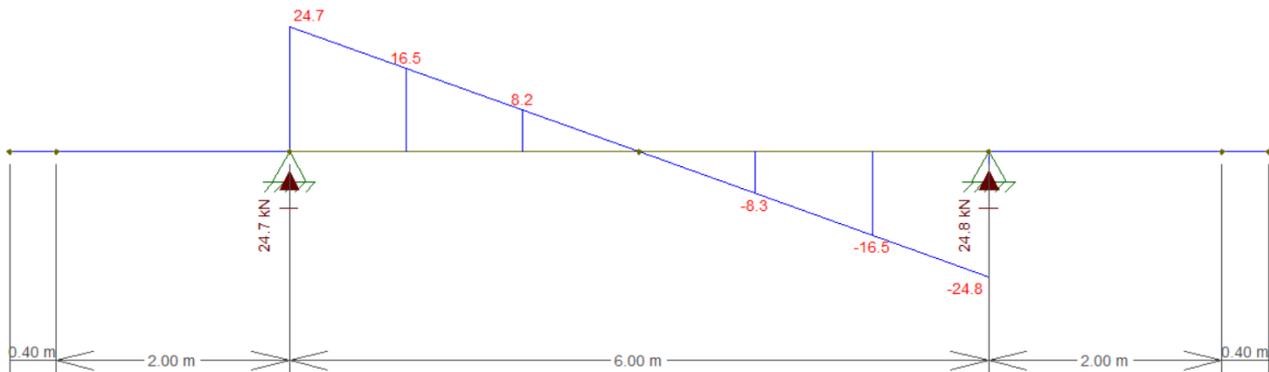
As transversinas, que neste trabalho não possuem função estrutural, tiveram seu arranjo de carga realizado de acordo com a Figura 32 e seus diagramas resultantes da carga aplicada podem ser vistos na Figura 33 e Figura 34.

Figura 32 - Carregamento referente ao peso próprio das transversinas.



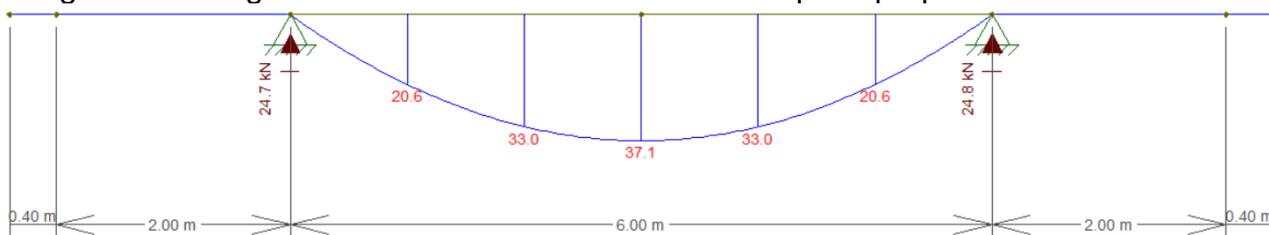
Fonte: O autor (2022)

Figura 33 - Diagrama de esforço cortante referente ao peso próprio das transversinas.



Fonte: O autor (2022)

Figura 34 - Diagrama de momento fletor referente ao peso próprio das transversinas.



Fonte: O autor (2022)

As transversinas geram uma carga de $P_{trans.} = 8,25\text{kN/m}$ que é uniformemente distribuída ao longo dos 6 do vão central, produzindo um esforço cortante máximo $V_{m\acute{a}x} = 24,7\text{kN}$ e mínimo $V_{m\acute{i}n} = -24,8\text{kN}$. O momento fletor ocorre somente no vão central, onde as transversinas se encontram, desta maneira, o momento se inicia nulo nos apoios e aumenta em direção ao centro, onde se encontra o momento máximo da seção com um $M_{m\acute{a}x} = 37,1\text{kN.m}$.

4.4.2 Cargas Permanentes Combinadas

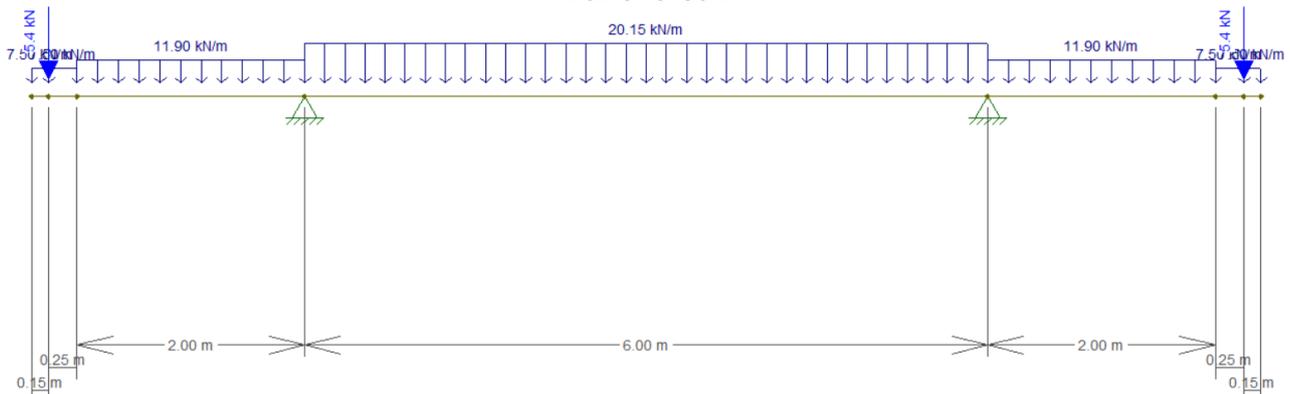
A combinação das cargas, etapa que consistiu na união de todas as cargas permanentes às quais a superestrutura do viaduto estará submetida, resultou na divisão da seção transversal em 3 regiões de cargas distintas, sendo todas elas uniformemente distribuídas.

A primeira delas, localizada nas laterais, possui uma carga de $7,5\text{kN/m}$ distribuída ao longo dos 40 cm mais externos da seção, esta carga corresponde ao peso próprio da laje apenas pois nela encontram-se as barreiras laterais da via. A segunda região, compreendida nos 2,0m seguintes em direção aos apoios, possui uma carga distribuída de $11,9\text{kN/m}$, a qual se refere ao peso próprio da laje mais o do pavimento flexível. A terceira e última região, compreende o vão central de 6,0m, onde encontra-se uma carga distribuída de $20,15\text{kN/m}$ advinda do peso próprio da laje juntamente com o pavimento flexível e as transversinas. Foi utilizada apenas uma carga concentra de $5,4\text{kN}$ correspondente ao peso próprio das barreiras, alocada em seu centro de massa, à 15cm do início da seção.

Na Figura 35 pode-se ver o diagrama de cargas utilizados, na Figura 36 o diagrama de esforço cortante e na

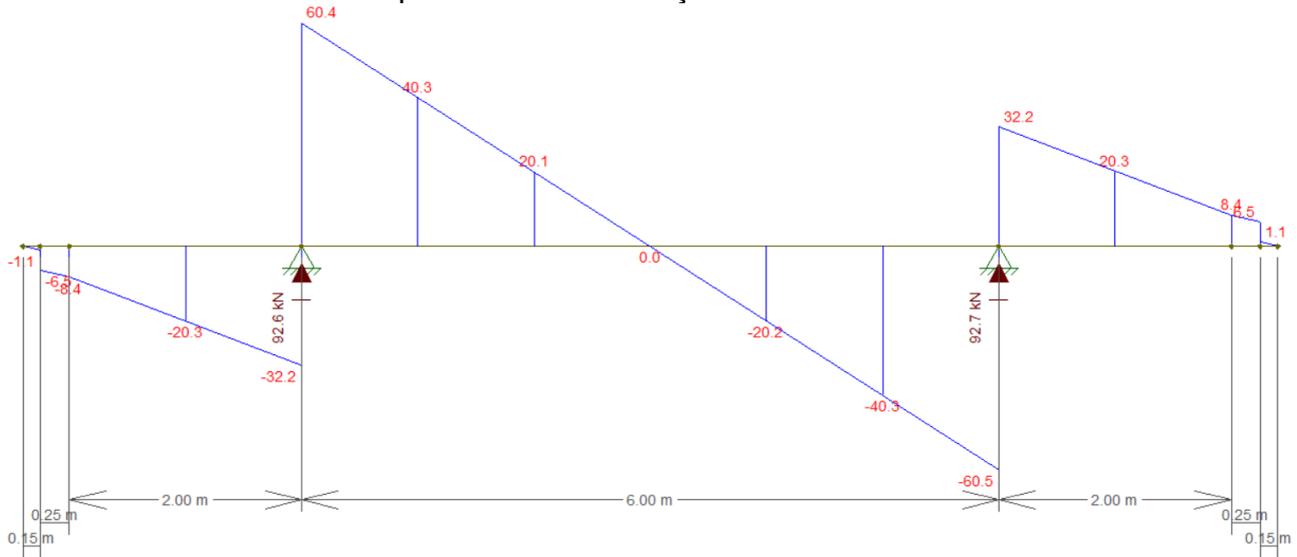
Figura 37 o diagrama de momento fletor da seção transversal da estrutura.

Figura 35 - Carregamento resultante da combinação das cargas permanentes na seção transversal.



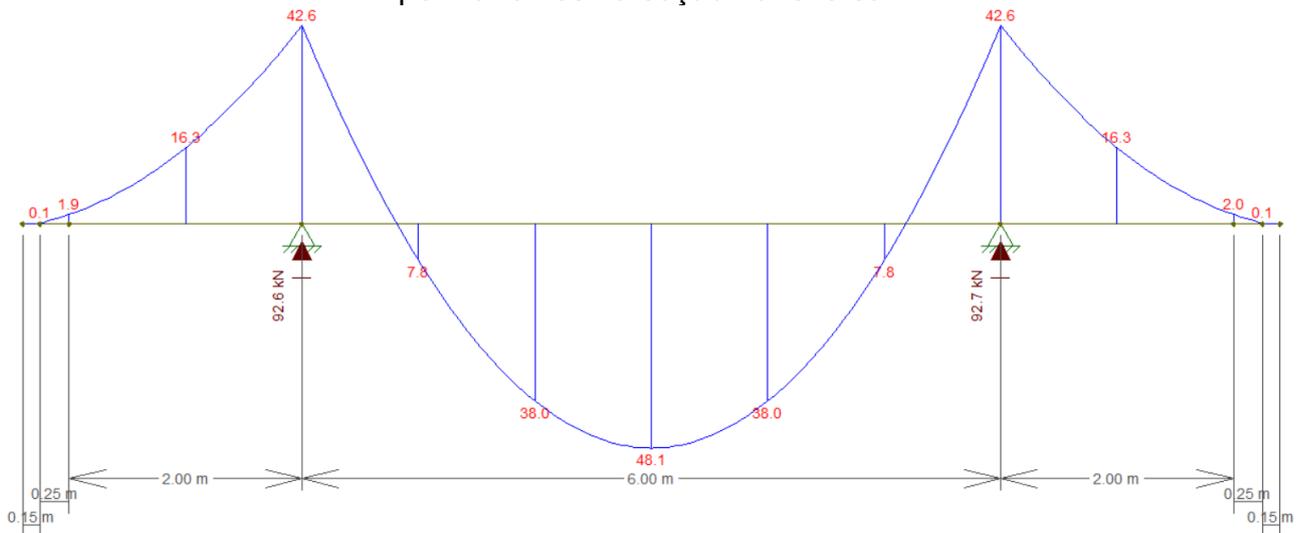
Fonte: O autor (2022)

Figura 36 - Diagrama de esforço cortante resultante da combinação das cargas permanentes na seção transversal.



Fonte: O autor (2022)

Figura 37 - Diagrama de momento fletor resultante da combinação das cargas permanentes na seção transversal.



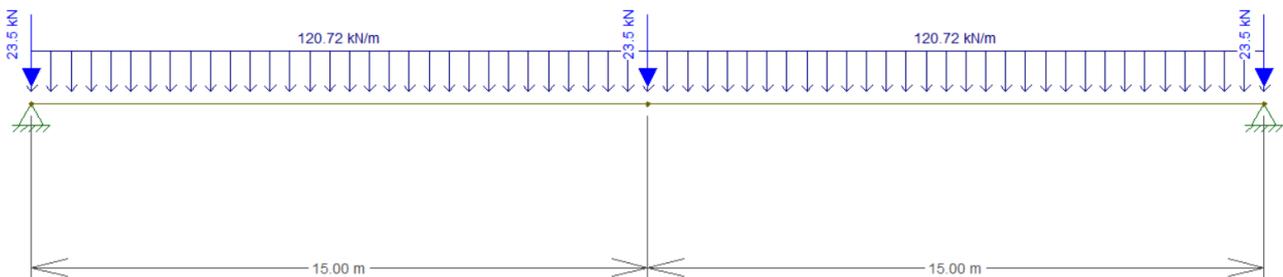
Fonte: O autor (2022)

Quanto à seção longitudinal da estrutura, foi utilizada uma carga distribuída de $120,72 \text{ kN/m}$ representa o peso próprio da laje, barreiras e pavimento flexível, além de 3 cargas concentradas advindas do peso das transversinas. O arranjo das cargas utilizado encontra-se disposto na Figura 38 e refere-se aos esforços em apenas uma das longarinas, uma vez que as cargas foram divididas pela metade em função de cada viga suportar 50% da carga total.

O diagrama de cortante pode ser visto na Figura 39, através do qual pode-se obter os esforços cortantes máximos nas longarinas, localizados em um dos pontos de apoio com $V_{m\acute{a}x} = 1.822,6 \text{ kN}$ e cortantes mínimos de $V_{m\acute{i}n} = -1.822,6 \text{ kN}$ no outro.

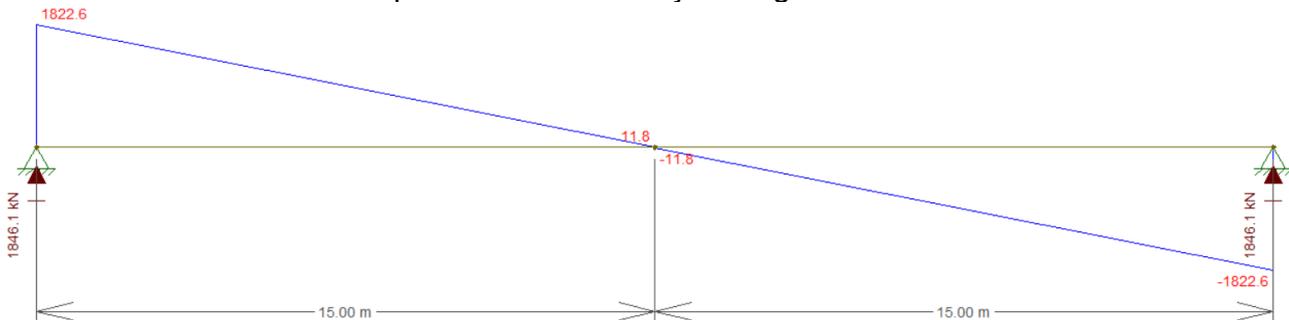
Já a Figura 40 traz o diagrama de momento fletor, onde o maior momento é encontrado no meio da seção com um valor de $M_{m\acute{a}x} = 13.575,3 \text{ kN.m}$ e os pontos de momento nulo localizados nos apoios.

Figura 38 - Carregamento resultante da combinação das cargas permanentes na seção longitudinal.



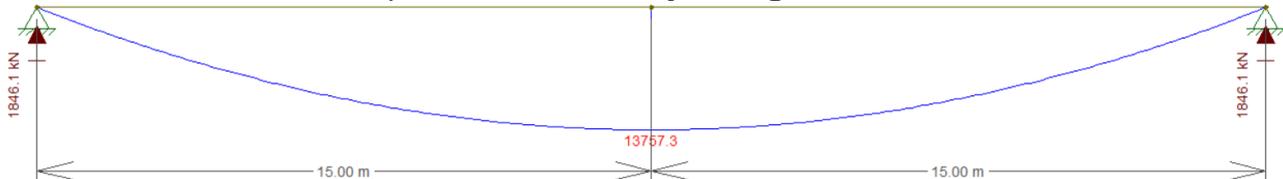
Fonte: O autor (2022)

Figura 39 - Diagrama de esforço cortante resultante da combinação das cargas permanentes na seção longitudinal.



Fonte: O autor (2022)

Figura 40 - Diagrama de momento fletor resultante da combinação das cargas permanentes na seção longitudinal.



Fonte: O autor (2022)

4.5 CARGAS MOVEIS

Inicialmente foram definidos os três coeficientes de ponderação de acordo com a NBR7188:2013, o coeficiente de impacto vertical (CIA), de número de faixas (CNF) e de

impacto adicional (CIA), os quais majoraram as cargas concentradas P e p a fim de se obter novas cargas Q e q. Estes resultados podem ser vistos na Tabela 16.

Tabela 16 - Coeficientes calculados e majoração da carga móvel.

| Coeficientes | | | Concentrada | | Distribuída | |
|----------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------------|------------------------|
| CIV | CNF | CIA | P | Q | p | q |
| Coeficientes de impacto vertical | Coeficiente do número de faixas | Coeficiente de impacto adicional | sem majoração | com majoração | sem majoração | com majoração |
| 1,27 | 1 | 1,25 | 75 kN | 118,59 kN | 5 kN/m ² | 7,91 kN/m ² |

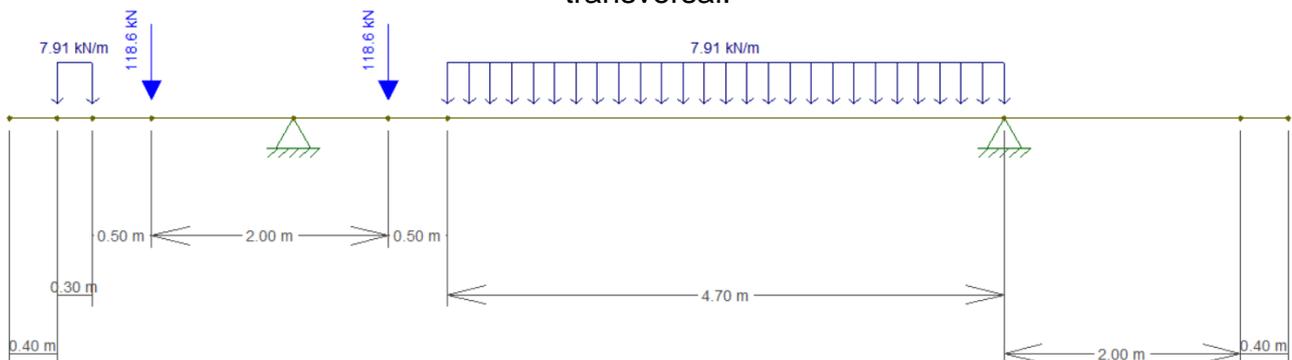
Fonte: O autor (2022)

Em seguida verificou-se o pior cenário de posição das cargas móveis na seção da estrutura com relação às longarinas, o qual pode ser vista na Figura 41. A carga concentrada foi alocada próxima aos apoios e a carga distribuída limitou-se ao balanço mais próximo à longarina avaliada e ao vão central da estrutura, deixando livre o balanço do lado oposto, já que se o mesmo apresentasse carregamentos ocorreria uma redução na reação sofrida no apoio.

Posteriormente avaliou-se o quanto aquele cenário e aquelas cargas representavam e influenciavam nos pontos de apoio, que no caso representam as longarinas. Como representado na Figura 42 e na

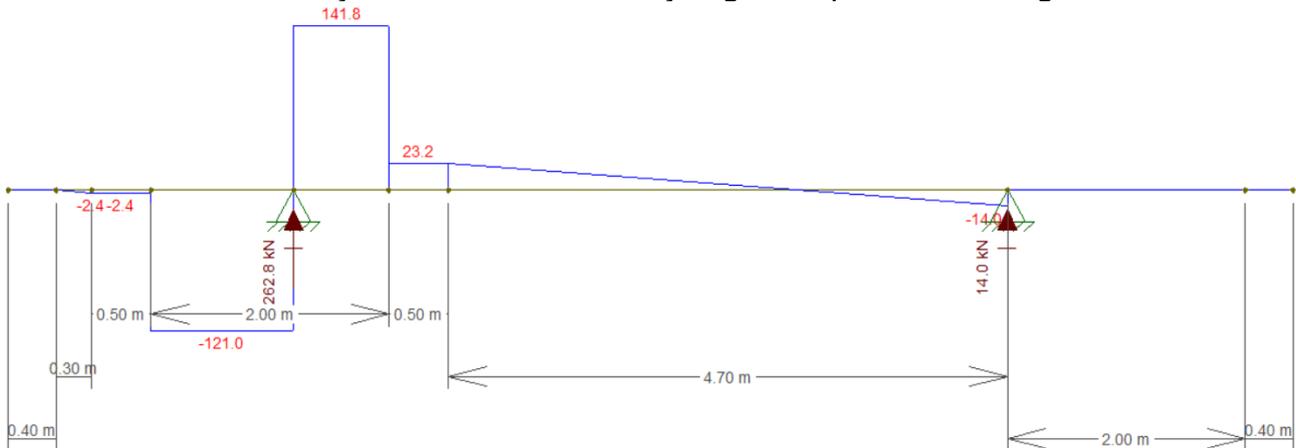
Figura 43, a reação gerada é de 262,8 kN na longarina mais à esquerda, também chamada neste trabalho, de Longarina 1.

Figura 41 - Distribuição de cargas no pior cenário dos carregamentos móveis na seção transversal.



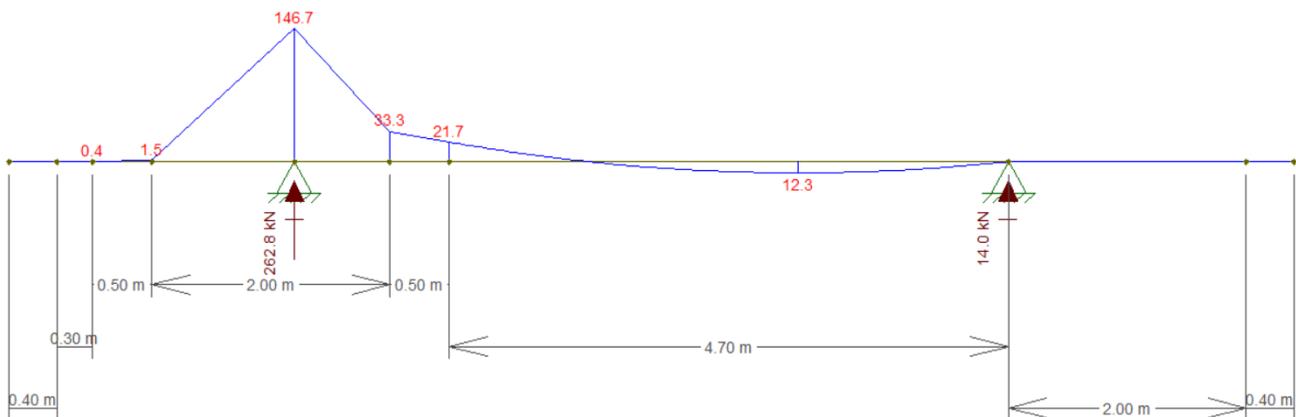
Fonte: O autor (2022)

Figura 42 - Diagrama de esforço cortante obtido em decorrência do carregamento do pior cenário na seção transversal e a reação gerada por ele na Longarina 1.



Fonte: O autor (2022)

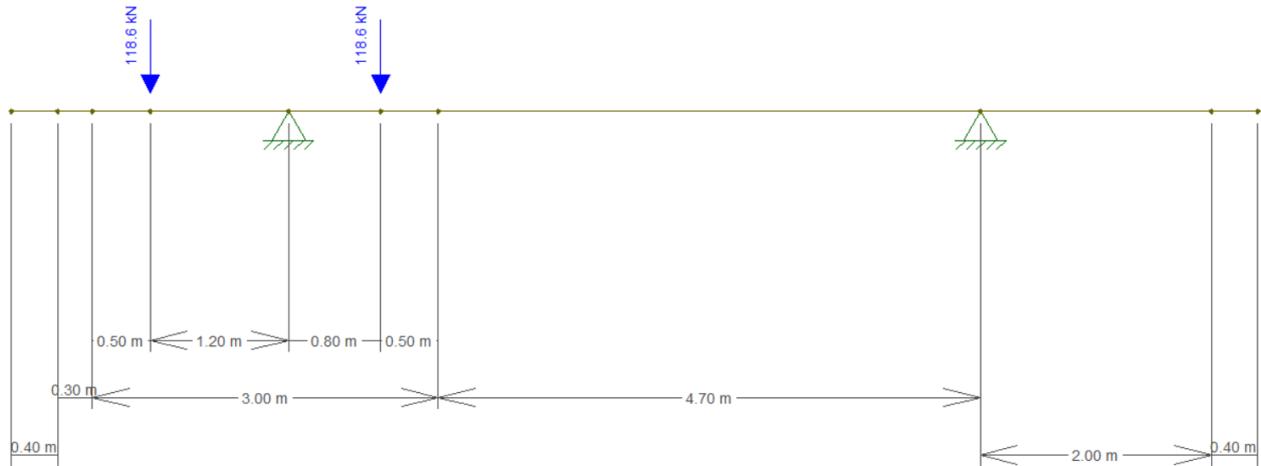
Figura 43 - Diagrama de momento fletor obtido em decorrência do carregamento do pior cenário na seção transversal e a reação gerada por ele na Longarina 1.



Fonte: O autor (2022)

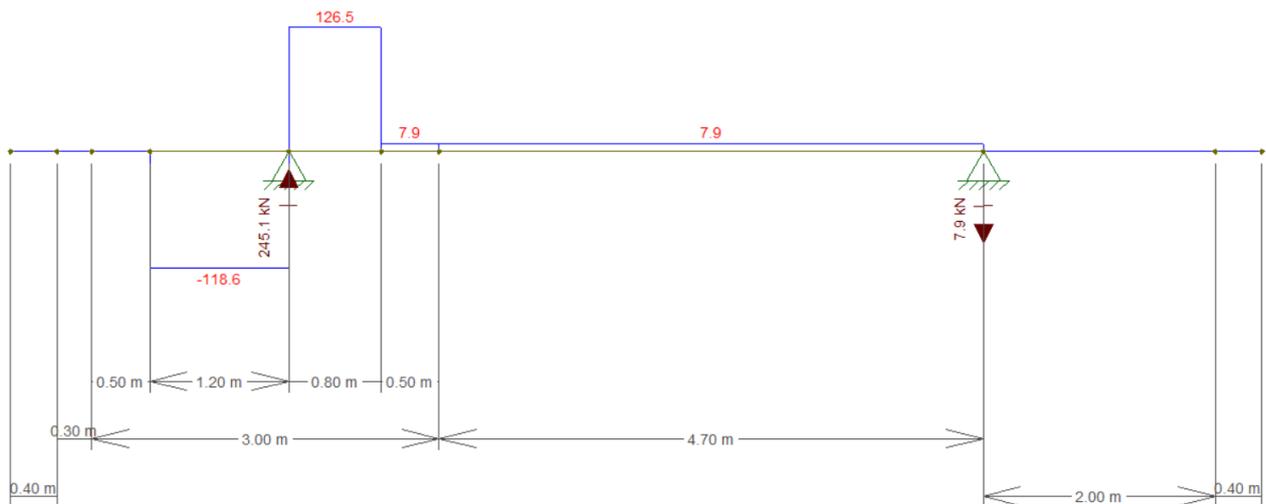
Após a identificação da posição crítica da carga móvel, foi realizada a avaliação das cargas nos três casos propostos A1, A2 E A3. A majoração da carga concentrada se deu em A1, a Figura 44 apresenta o diagrama de cargas utilizado e a Figura 45 correspondente ao diagrama de cortante, traz a reação gerada pela carga aplicadas. Esta reação gerada na Longarina 1 de $R_{y_{L1.A1}} = 245,1 \text{ kN}$.

Figura 44 - Determinação da reação gerada pelas cargas individuais no pior cenário, caso A1(carga concentrada)



Fonte: O autor (2022)

Figura 45 - Diagrama de esforço cortante do caso A1, resultante da aplicação da carga concentrada individualizada no pior cenário.

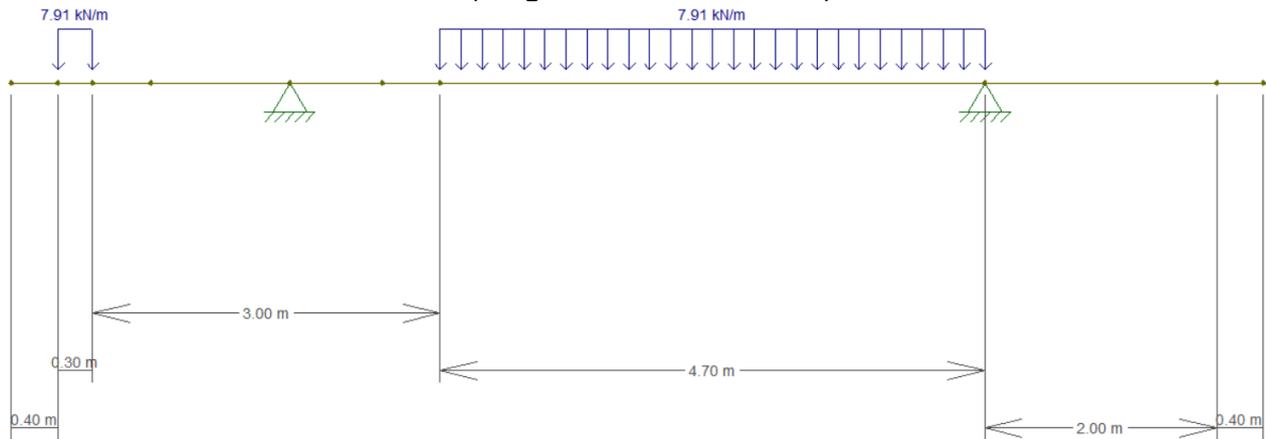


Fonte: O autor (2022)

A carga distribuída interior, ou seja, a carga que foi considerada como ocupante da mesma área onde encontra-se o trem-tipo, foi avaliada pelo caso A2, presente na Figura 46. Da mesma forma, foi verificada a reação na Longarina 1 como mostrado na Figura 47 e obteve-se uma reação $R_{yL1.A2} = 17,7 \text{ kN/m}$.

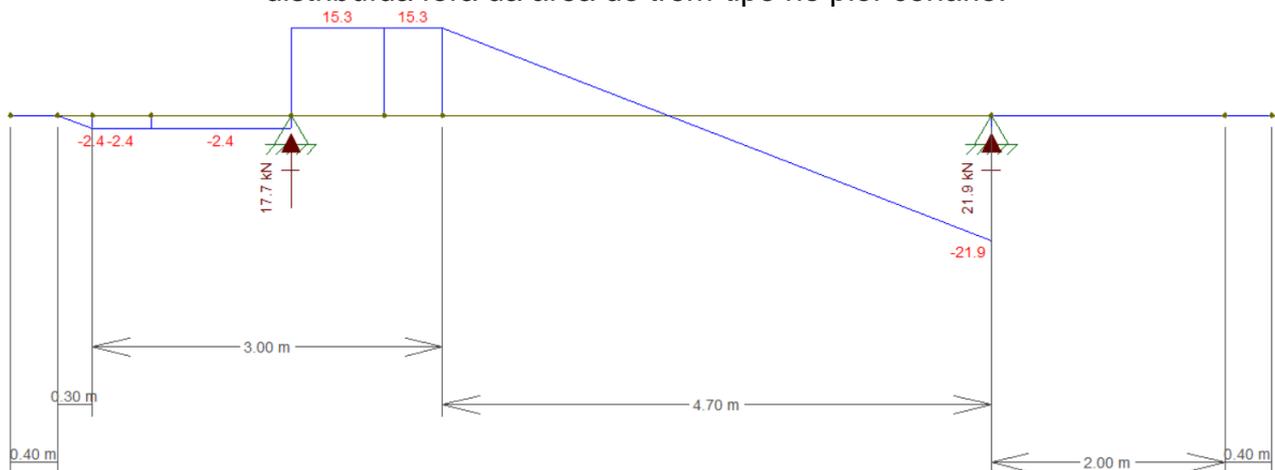
Tanto em A2 quanto em A3 foram distribuídas as cargas ao longo do balanço esquerdo e vão central, deixando o balanço direito livre, como forma de obter as maiores cargas nas longarinas.

Figura 46 - Determinação da reação gerada pelas cargas individuais no pior cenário, caso A2(carga distribuída interior).



Fonte: O autor (2022)

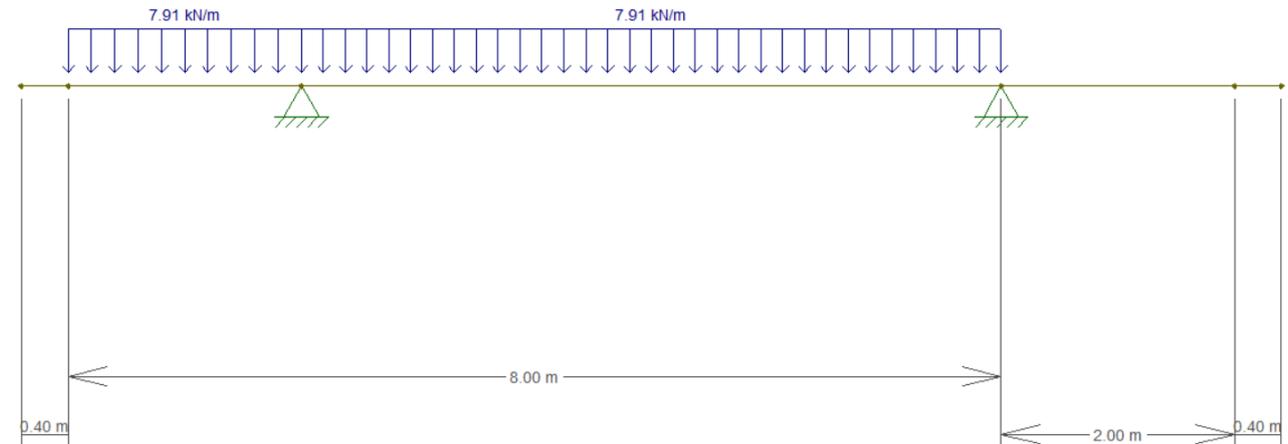
Figura 47 - Diagrama de esforço cortante do caso A2, resultante da aplicação da carga distribuída fora da área do trem-tipo no pior cenário.



Fonte: O autor (2022)

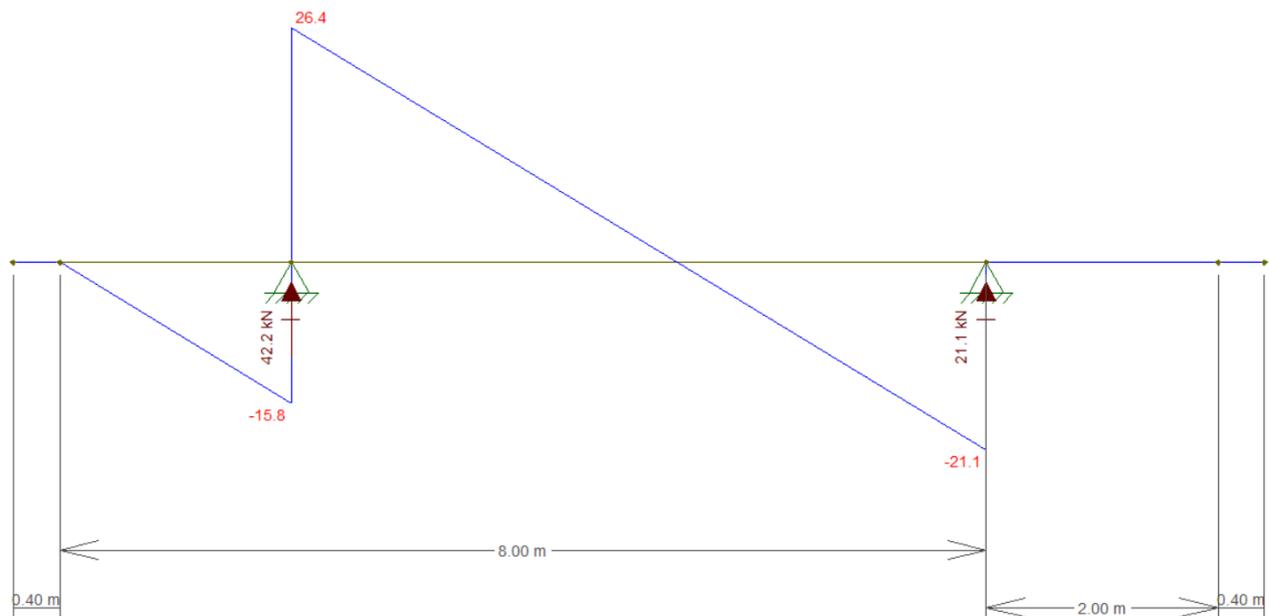
O último caso, o A3, mostrado na Figura 48, teve o objetivo de determinar a carga distribuída exterior do trem-tipo. Como presente na Figura 49 a reação obtida foi de $R_{yL1.A2} = 42,2\text{kN/m}$.

Figura 48 - Determinação da reação gerada pelas cargas individuais no pior cenário, caso A3(carga distribuída exterior).



Fonte: O autor (2022)

Figura 49 - Diagrama de esforço cortante do caso A3, resultante da aplicação da carga distribuída em toda região crítica no pior cenário.



Fonte: O autor (2022)

Com os casos calculados e as reações obtidas em cada um determinadas, estes valores foram adotados como as cargas do trem-tipo na seção longitudinal da estrutura do viaduto. As cargas finais utilizadas encontram-se na Figura 50 e os diagramas de esforço cortante e momento fletor resultantes encontram-se dispostos na Figura 51 e Figura 52 respectivamente, porém são representados através de suas linhas de influência.

Figura 50 - Arranjo dos carregamentos advindos do trem-tipo TB-450 na seção longitudinal.

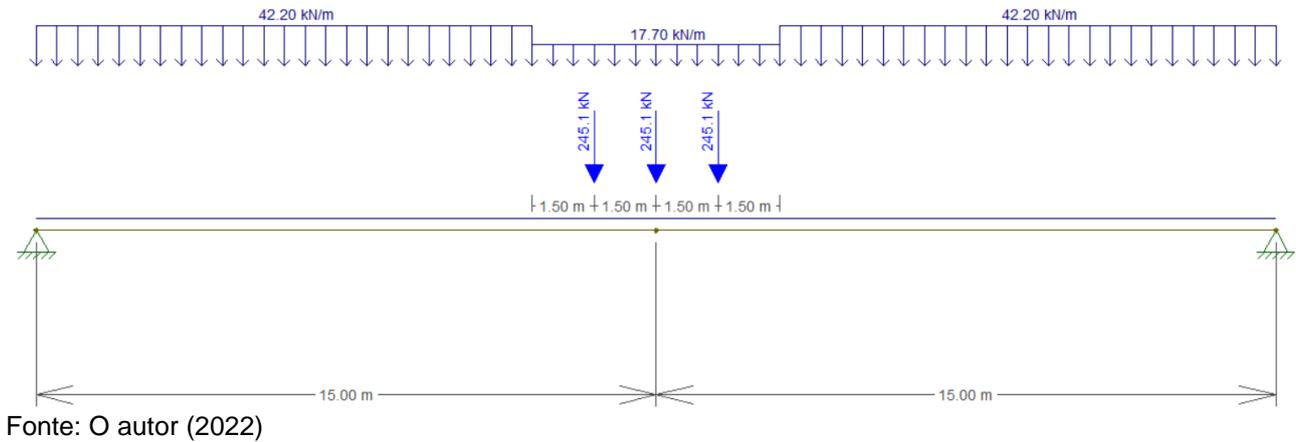


Figura 51 - Linhas de influência de esforço cortante referente ao caso mais crítico da posição da carga móvel sobre a seção longitudinal.

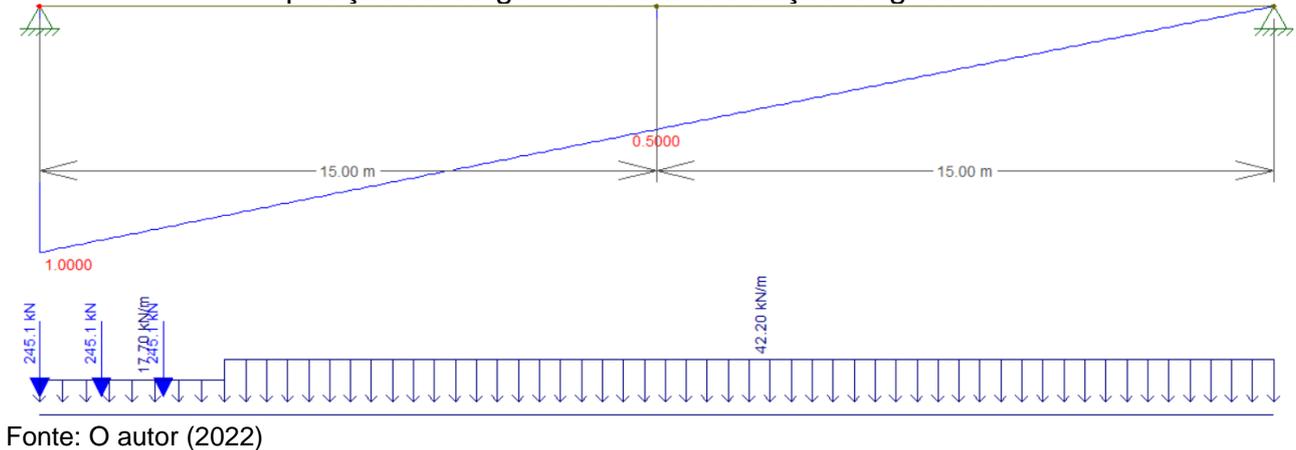
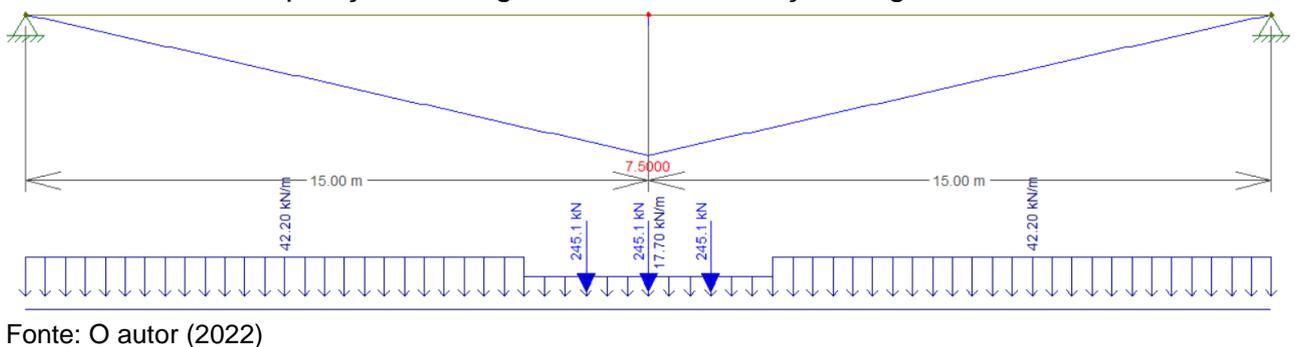
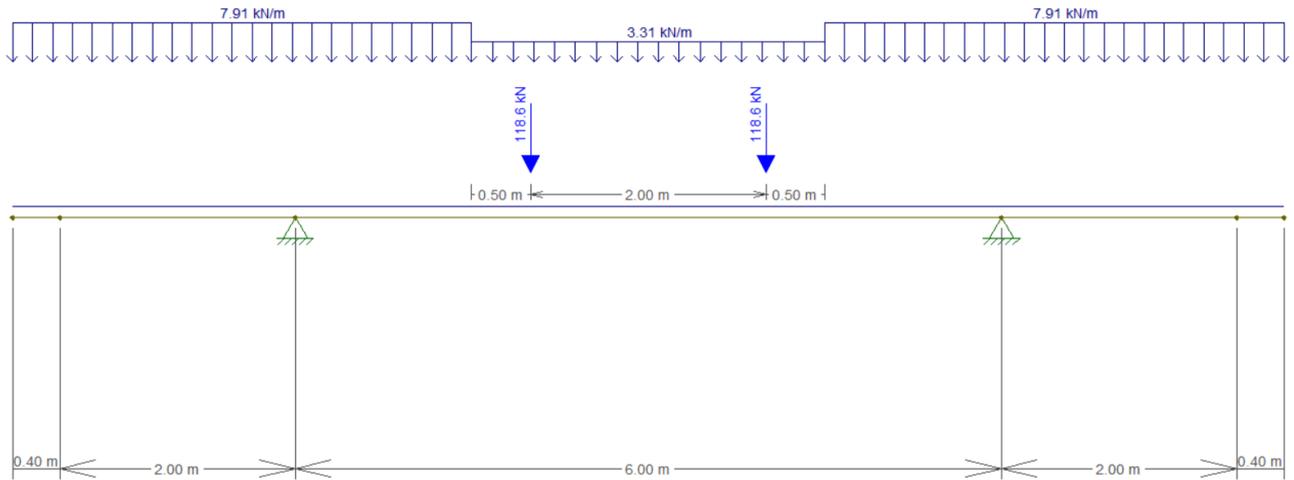


Figura 52 - Linhas de influência do momento fletor referente ao caso mais crítico da posição da carga móvel sobre a seção longitudinal.



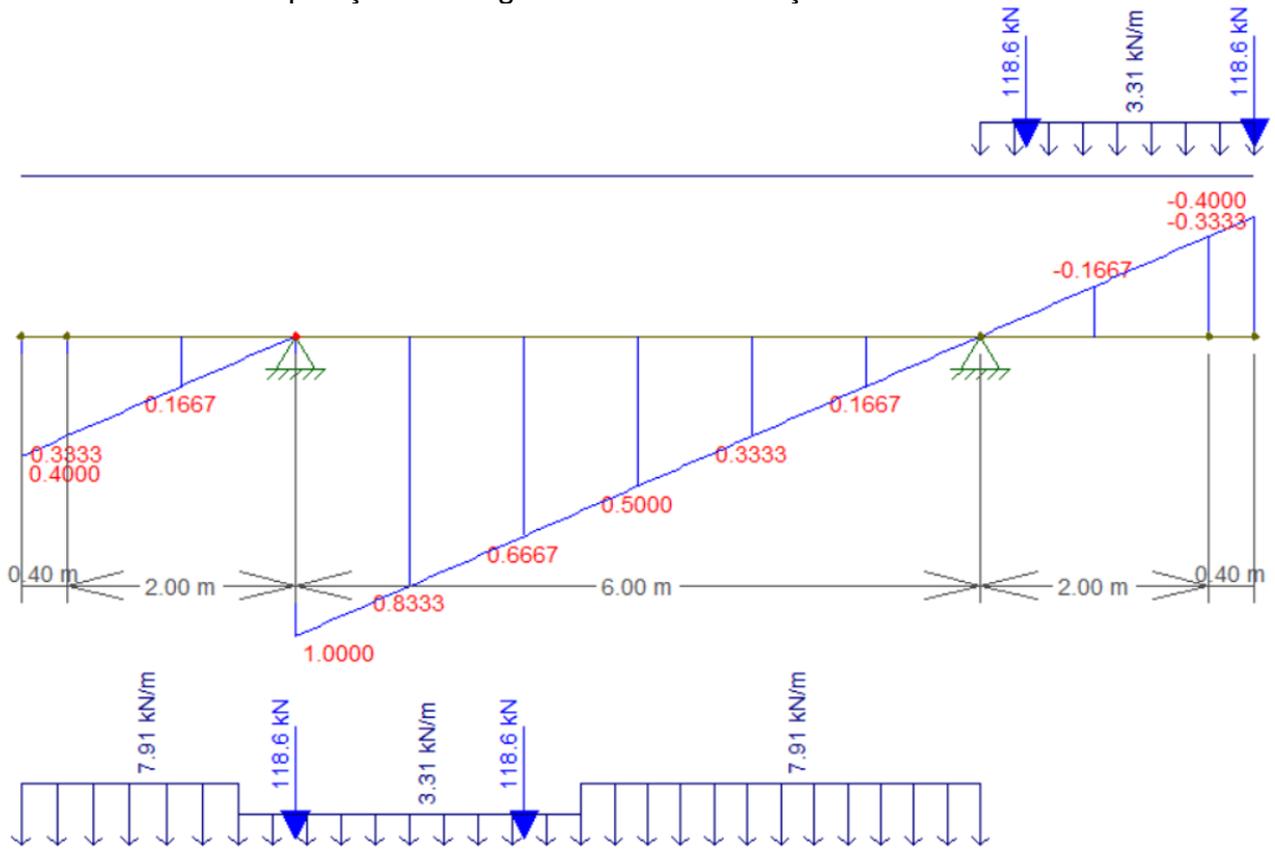
O trem-tipo foi calculado também para a seção transversal da estrutura, onde na Figura 53 estão presentes as cargas consideradas e suas posições, na Figura 54 a linha de influência referente ao esforço cortante e a Figura 55 traz a linha de influência correspondente ao momento fletor na seção.

Figura 53 - Arranjo dos carregamentos advindos do trem-tipo TB-450 na seção transversal.



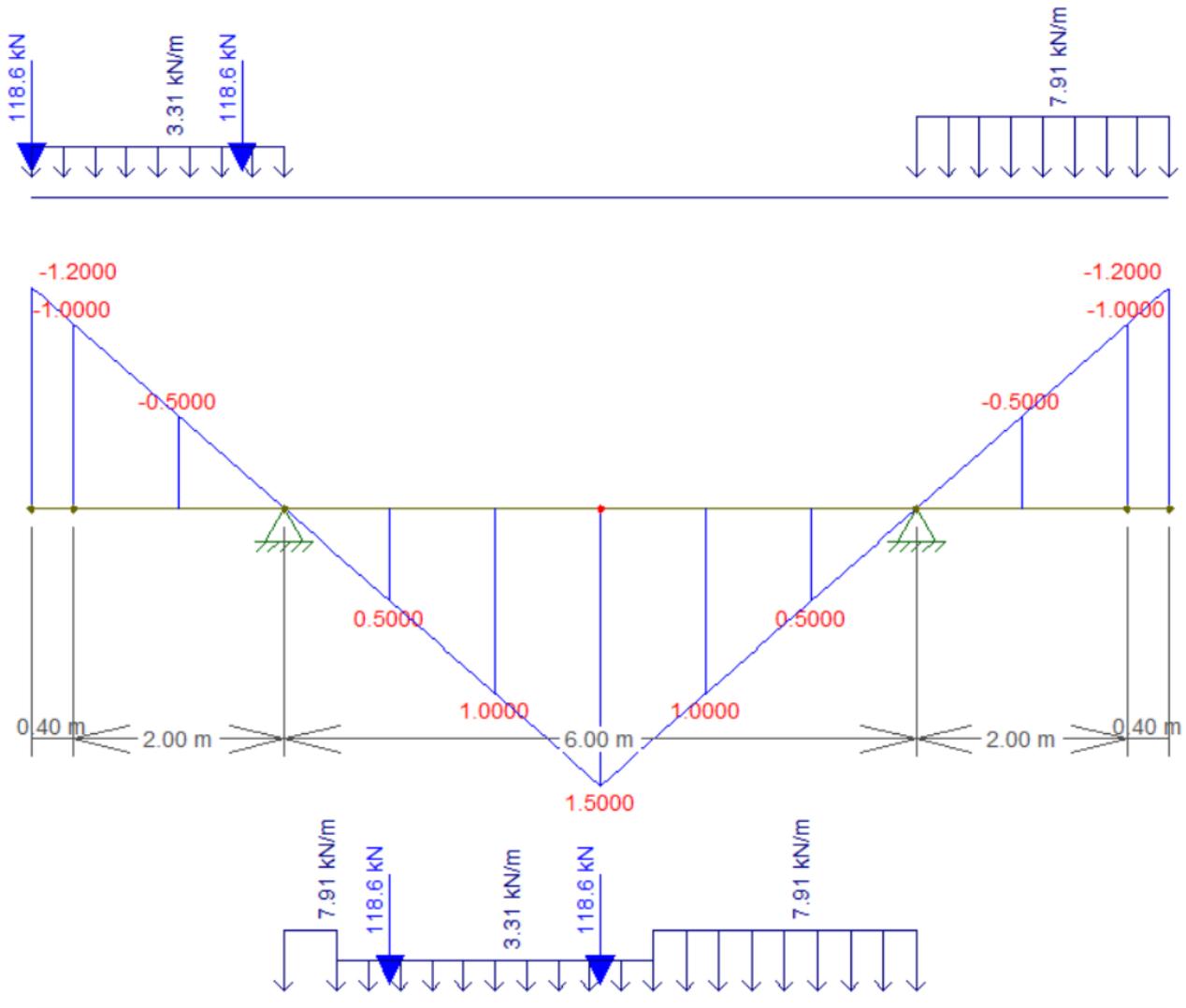
Fonte: O autor (2022)

Figura 54 - Linhas de influência de esforço cortante referente ao caso mais crítico da posição da carga móvel sobre a seção transversal.



Fonte: O autor (2022)

Figura 55 - Linhas de influência do momento fletor referente ao caso mais crítico da posição da carga móvel sobre a seção transversal.



Fonte: O autor (2022)

As linhas de influência são calculadas individualmente para cada ponto em estudo, porém como a estrutura alvo deste trabalho é simétrica, os resultados para ambos os apoios possuem os mesmos valores, sendo apenas resultados espelhados um do outro.

4.6 LINHAS DE INFLUÊNCIA

As linhas de influências para as longarinas que compõem a estrutura foram obtidas por três métodos distintos, sendo dois deles analíticos (Longarinas indeslocáveis e Engesser-Courbon) e um deles computacional (FTOOL). Em ambos os métodos numéricos, foram geradas equações que definem os trechos ou seções analisadas, a Tabela 17 e a

Tabela 18 trazem mais detalhadamente os resultados e equações que regem a seção transversal da estrutura em estudo.

Tabela 17 - Dados utilizados na elaboração das equações correspondentes a cada trecho da seção, de acordo com a posição para o método das longarinas indeslocáveis.

| Posição | Longarina 1 | | | | Longarina 2 | | | |
|---------|-------------|-------|------|---------------------|-------------|------|-------|--------------------|
| | Ry_1 | m | n | Equação do trecho | Ry_2 | m | n | Equação do trecho |
| 0 | 1,4 | | 1,4 | $y = 1,4$ | -0,4 | | | $y = 1,4$ |
| 0,4 | 1,3 | -0,25 | 1,4 | $y = -0,25x + 1,4$ | -0,3 | 0,25 | -0,40 | $y = 0,25x - 0,4$ |
| 1,4 | 1,2 | -0,10 | 1,34 | $y = -0,1x + 1,34$ | -0,2 | 0,1 | -0,34 | $y = 0,1x - 0,34$ |
| 2,4 | 1 | -0,20 | 1,48 | $y = -0,20x + 1,48$ | 0,0 | 0,2 | -0,48 | $y = 0,2x - 0,48$ |
| 3,4 | 0,8 | -0,20 | 1,48 | $y = -0,20x + 1,48$ | 0,2 | 0,2 | -0,48 | $y = 0,2x - 0,48$ |
| 4,4 | 0,7 | -0,10 | 1,14 | $y = -0,1x + 1,14$ | 0,3 | 0,1 | -0,14 | $y = 0,1x - 0,14$ |
| 5,4 | 0,5 | -0,20 | 1,58 | $y = -0,20x + 1,58$ | 0,5 | 0,2 | -0,58 | $y = 0,2x - 0,58$ |
| 6,4 | 0,3 | -0,20 | 1,58 | $y = -0,20x + 1,58$ | 0,7 | 0,2 | -0,58 | $y = 0,2x - 0,58$ |
| 7,4 | 0,2 | -0,10 | 0,94 | $y = -0,1x + 0,94$ | 0,8 | 0,1 | 0,06 | $y = 0,1x - 0,06$ |
| 8,4 | 0 | -0,20 | 1,68 | $y = -0,20x + 1,68$ | 1,0 | 0,2 | -0,68 | $y = 0,2x - 0,68$ |
| 9,4 | -0,2 | -0,20 | 1,68 | $y = -0,20x + 1,68$ | 1,2 | 0,2 | -0,68 | $y = 0,2x - 0,68$ |
| 10,4 | -0,3 | -0,10 | 0,74 | $y = -0,1x + 0,74$ | 1,3 | 0,1 | 0,26 | $y = 0,1x - 0,26$ |
| 10,8 | -0,4 | -0,25 | 2,3 | $y = -0,25x + 2,3$ | 1,4 | 0,25 | -1,30 | $y = 0,25x - 1,30$ |

Fonte: O autor (2022)

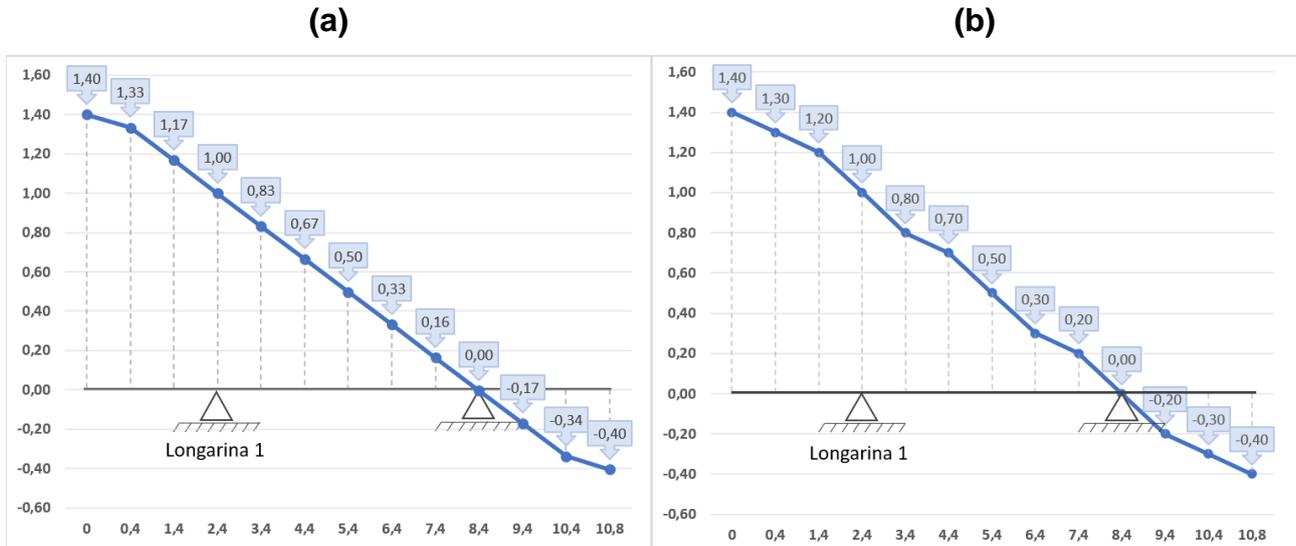
Tabela 18 - Equações das linhas de influência obtidas pelo método de Engesser-Courbon para as longarinas 1 e 2

| Equação para a Longarina 1 | Equação para a Longarina 2 |
|----------------------------|----------------------------|
| $y = 1,4 - 0,167x$ | $y = 0,167x - 0,4$ |

Fonte: O autor (2022)

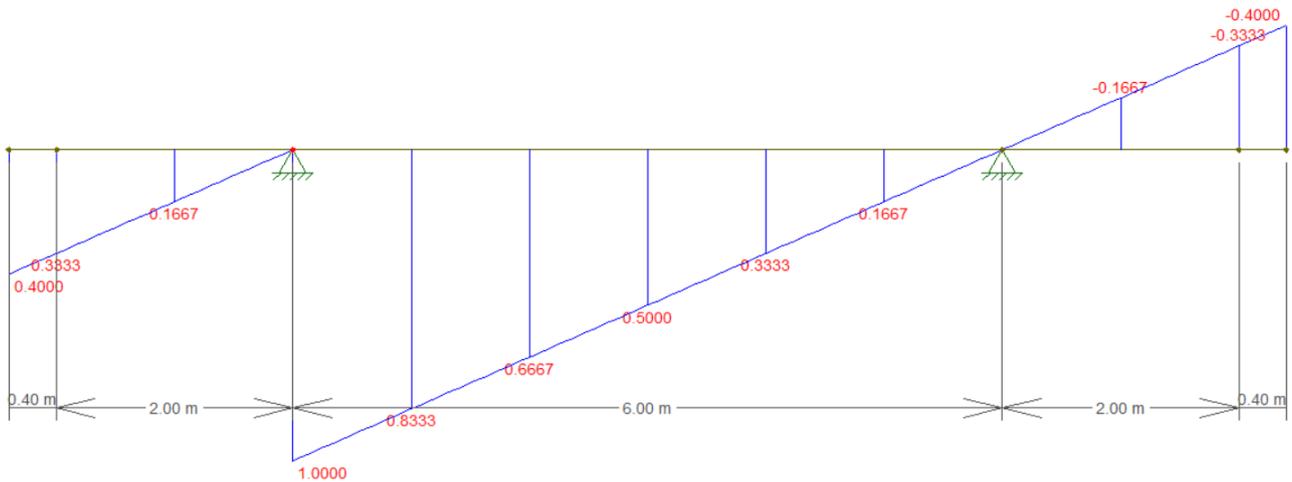
Na Figura 56 estão contidos os resultados das linhas de influência obtidas pelos métodos analíticos de Engesser-Courbon e das Longarinas indeslocáveis, já a Figura 57 traz a linha de influência gerada pelo software FTOOL.

Figura 56 - Linha de influência para a Longarina 1 obtidas em (a) pelo método de Engesser-Courbon e (b) Longarinas indeslocáveis



Fonte: O autor (2022)

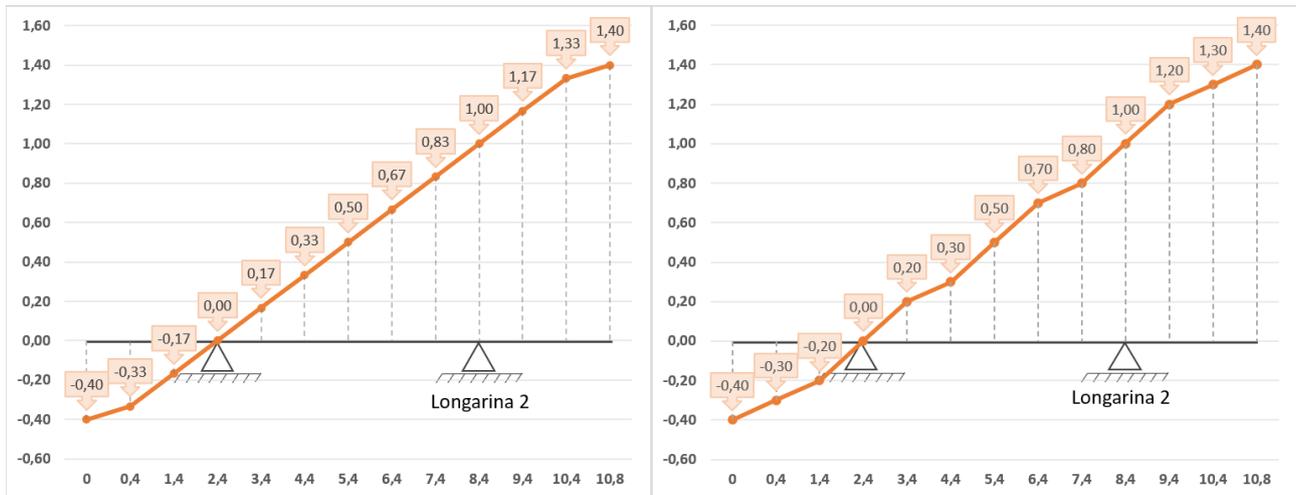
Figura 57 - Linha de influência obtida pelo software FTOOL para a Longarina 1.



Fonte: O autor (2022)

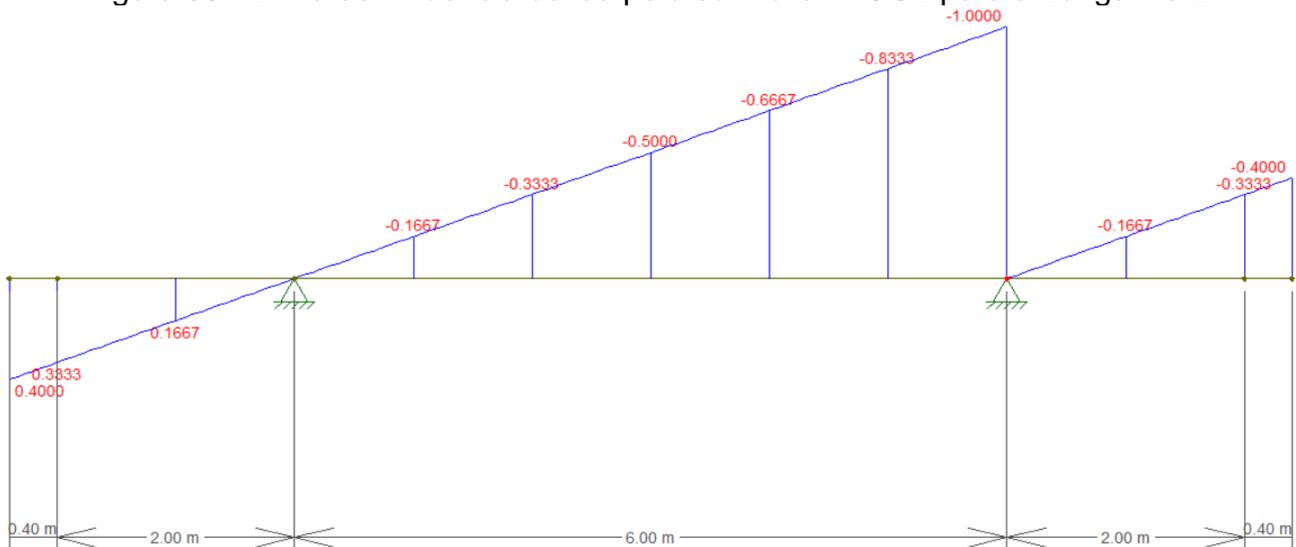
O mesmo procedimento foi utilizado na avaliação da Longarina 2, sendo a Figura 58 correspondente ao método analítico e a Figura 59 resultante do FTOOL. Os resultados em ambas as longarinas apresentam similaridades em função da simetria da seção.

Figura 58 - Linha de influência para a Longarina 2 obtidas em **(a)** pelo método de Engesser-Courbon e **(b)** Longarinas indeslocáveis



Fonte: O autor (2022)

Figura 59 - Linha de influência obtida pelo *software* FTOOL para a Longarina 2.



Fonte: O autor (2022)

Para ambas as longarinas, os métodos analíticos obtiveram resultados semelhantes ao do método computacional. No entanto em ambos os casos, houve uma discrepância quando analisados os balanços associados à longarina em estudo. Tanto nas longarinas indeslocáveis quanto em Engesser-Courbon, o ponto inicial da laje mais próximo à longarina avaliada iniciou em valores semelhantes, próximos a 1,4 os quais descaíram até 0 na longarina mais distante do ponto em análise e finalizando com 0,4 na extremidade da seção.

Porém as linhas obtidas pelo *software* tiveram início em valores de 0,4 segundo até o 0 no apoio e somente então chegando até o valor de 1, a partir deste ponto, o comportamento se repetiu como o dos demais métodos utilizados.

4.7 ENVOLTÓRIAS DE ESFORÇOS

As envoltórias de esforços da seção transversal da estrutura podem ser vistas na Figura 60 e na Figura 61.

Na primeira estão presentes os esforços cortantes que atuam na seção. Tanto os cortantes máximos quanto os mínimos encontram-se nos apoios, neste caso, nas longarinas. Quando submetida à ação de um trem-tipo A Longarina 1 apresenta um $V_{máx} = 276,4 \text{ kN}$ e $V_{mín} = -271,9$, já a Longarina 2. $V_{máx} = 271,9 \text{ kN}$ e $V_{mín} = -276,4$. A Tabela 19 traz em maior detalhe os resultados da envoltória em questão, de acordo com o deslocamento x ao longo da viga, sendo o $x = 0$ o ponto inicial mais a esquerda. Os valores foram obtidos a cada 20 cm.

A linha pontilhada localizada entre as linhas de máximos e mínimos, representa o esforço cortante da estrutura quando a mesma apresenta apenas influência das cargas geradas pelo peso próprio dos elementos, sem a carga móvel sobre ela.

Figura 60 - Envoltória de esforços cortantes da seção trasnversal.

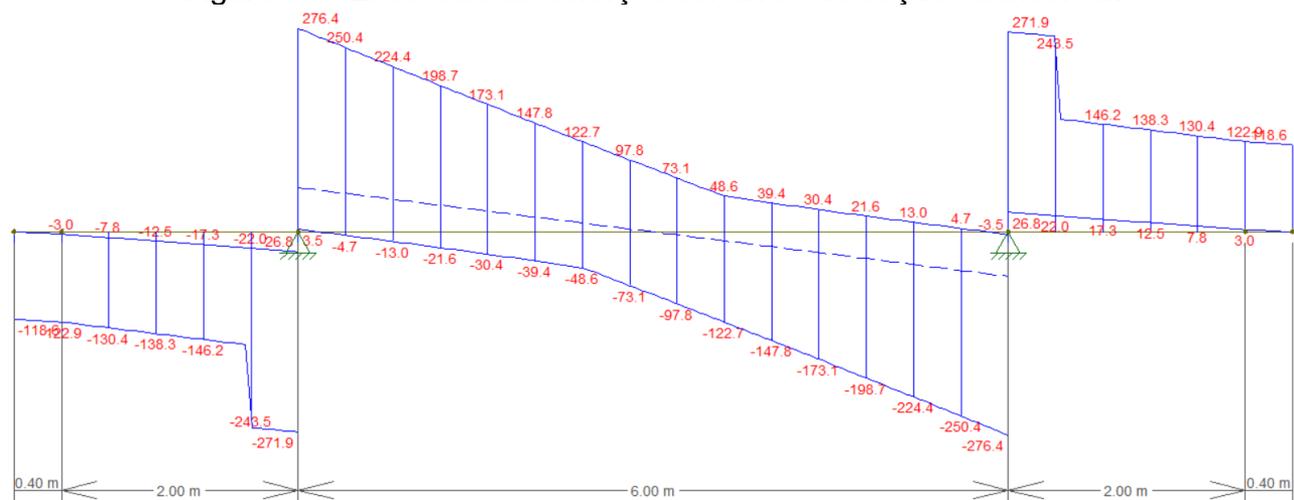


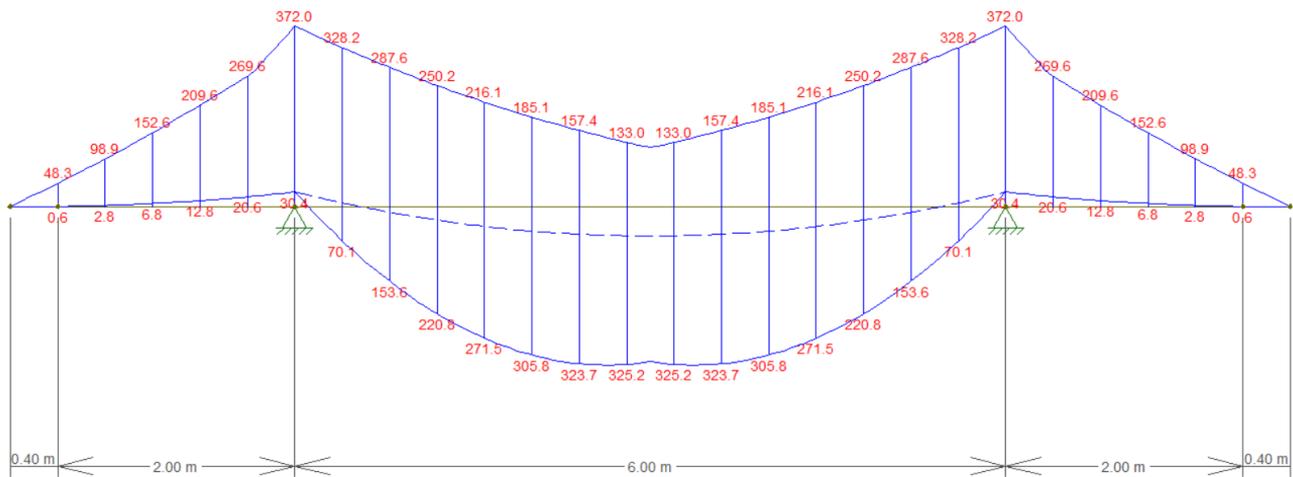
Tabela 19 - Esforços cortantes máximos e mínimos da estrutura de acordo com a posição na seção transversal.

| Cortante | | | | | |
|-------------------|----------------|----------------|-------------------|----------------|----------------|
| x (metros) | Máximo (kN) | Mínimo (kN) | x (metros) | Máximo (kN) | Mínimo (kN) |
| 0 | 0 | -118,6 | 5,4 | 85,4 | -85,4 |
| 0,2 | -1,5 | -120,8 | 5,6 | 73,1 | -97,8 |
| 0,4 | -3 | -122,9 | 5,8 | 60,9 | -110,2 |
| 0,6 | -5,4 | -126,4 | 6 | 48,6 | -122,7 |
| 0,8 | -7,8 | -130,4 | 6,2 | 44 | -135,2 |
| 1 | -10,1 | -134,3 | 6,4 | 39,4 | -147,8 |
| 1,2 | -12,5 | -138,3 | 6,6 | 34,9 | -160,5 |
| 1,4 | -14,9 | -142,3 | 6,8 | 30,4 | -173,1 |
| 1,6 | -17,3 | -146,2 | 7 | 26 | -185,9 |
| 1,8 | -19,7 | -150,2 | 7,2 | 21,6 | -198,7 |
| 2 | -22 | -243,5 | 7,4 | 17,3 | -211,5 |
| 2,2 | -24,4 | -268,9 | 7,6 | 13 | -224,4 |
| 2,4 (esquerda) | -26,8 | -271,9 | 7,8 | 8,8 | -237,4 |
| 2,4 (direita) | 276,4 | 3,5 | 8 | 4,7 | -250,4 |
| 2,6 | 263,4 | -0,5 | 8,2 | 0,5 | -263,4 |
| 2,8 | 250,4 | -4,7 | 8,4 (esquerda) | -3,5 | -276,4 |
| 3 | 237,4 | -8,8 | 8,4 (direita) | 271,9 | 26,8 |
| 3,2 | 224,4 | -13 | 8,6 | 268,9 | 24,4 |
| 3,4 | 211,5 | -17,3 | 8,8 | 243,5 | 22 |
| 3,6 | 198,7 | -21,6 | 9 | 150,2 | 19,7 |
| 3,8 | 185,9 | -26 | 9,2 | 146,2 | 17,3 |
| 4 | 173,1 | -30,4 | 9,4 | 142,3 | 14,9 |
| 4,2 | 160,5 | -34,9 | 9,6 | 138,3 | 12,5 |
| 4,4 | 147,8 | -39,4 | 9,8 | 134,3 | 10,1 |
| 4,6 | 135,2 | -44 | 10 | 130,4 | 7,8 |
| 4,8 | 122,7 | -48,6 | 10,2 | 126,4 | 5,4 |
| 5 | 110,2 | -60,9 | 10,4 | 122,9 | 3 |
| 5,2 | 97,8 | -73,1 | 10,6 | 120,8 | 1,5 |

Fonte: O autor (2022)

Quanto ao momento fletor, presente na Figura 61, o esforço máximo foi encontrado aproximadamente meio do vão central, em $x = 5,8 \text{ m}$ com um valor de $M_{m\acute{a}x} = 326,5 \text{ kN.m}$. Já os momentos mínimos foram encontrados nos apoios onde o momento mínimo foi de $M_{m\acute{i}n} = 372 \text{ kN.m}$. Como anteriormente, a Tabela 20 traz em maior detalhe os resultados da envoltória de momento fletor ao longo da viga em intervalos de 20 cm.

Figura 61 - Envoltória de momento fletor da seção transversal



Fonte: O autor (2022)

Tabela 20 - Momentos fletores máximos e mínimos da estrutura de acordo com a posição na seção transversal.

| Momento Fletor | | | | | |
|----------------|---------------|---------------|------------|---------------|---------------|
| x (metros) | Máximo (kN.m) | Mínimo (kN.m) | x (metros) | Máximo (kN.m) | Mínimo (kN.m) |
| 0 | 0 | 0 | 5,6 | 325,2 | -133 |
| 0,2 | -0,2 | -23,9 | 5,8 | 326,5 | -144,8 |
| 0,4 | -0,6 | -48,3 | 6 | 323,7 | -157,4 |
| 0,6 | -1,4 | -73,2 | 6,2 | 316,8 | -170,9 |
| 0,8 | -2,8 | -98,9 | 6,4 | 305,8 | -185,1 |
| 1 | -4,5 | -125,4 | 6,6 | 290,7 | -200,2 |
| 1,2 | -6,8 | -152,6 | 6,8 | 271,5 | -216,1 |
| 1,4 | -9,6 | -180,7 | 7 | 248,2 | -232,7 |
| 1,6 | -12,8 | -209,6 | 7,2 | 220,8 | -250,2 |
| 1,8 | -16,5 | -239,2 | 7,4 | 189,2 | -268,5 |
| 2 | -20,6 | -269,6 | 7,6 | 153,6 | -287,6 |
| 2,2 | -25,3 | -317,9 | 7,8 | 113,9 | -307,5 |
| 2,4 | -30,4 | -372 | 8 | 70,1 | -328,2 |
| 2,6 | 22 | -349,7 | 8,2 | 22 | -349,7 |
| 2,8 | 70,1 | -328,2 | 8,4 | -30,4 | -372 |
| 3 | 113,9 | -307,5 | 8,6 | -25,3 | -317,9 |
| 3,2 | 153,6 | -287,6 | 8,8 | -20,6 | -269,6 |
| 3,4 | 189,2 | -268,5 | 9 | -16,5 | -239,2 |
| 3,6 | 220,8 | -250,2 | 9,2 | -12,8 | -209,6 |
| 3,8 | 248,2 | -232,7 | 9,4 | -9,6 | -180,7 |
| 4 | 271,5 | -216,1 | 9,6 | -6,8 | -152,6 |
| 4,2 | 290,7 | -200,2 | 9,8 | -4,5 | -125,4 |
| 4,4 | 305,8 | -185,1 | 10 | -2,8 | -98,9 |
| 4,6 | 316,8 | -170,9 | 10,2 | -1,4 | -73,2 |
| 4,8 | 323,7 | -157,4 | 10,4 | -0,6 | -48,3 |
| 5 | 326,5 | -144,8 | 10,6 | -0,2 | -23,9 |
| 5,2 | 325,2 | -133 | 10,8 | 0 | 0 |
| 5,4 | 319,8 | -121,9 | | | |

Fonte: O autor (2022)

5 CONCLUSÃO

O local onde atualmente localiza-se o acesso da Universidade de Caxias do Sul possui um papel importante para a comunidade caxiense pois além de ali encontrar-se a única Universidade e maior instituição de ensino da região, um dos principais hospitais com atendimento publica da cidade, o Hospital Geral, e também é a via de ligação de maior relevância entre o município e suas demais regiões bem como com o restante do estado. O bom funcionamento deste local visa não somente a facilidade de tráfego de veículos, mas também o de pedestres, os quais representam as unidades mais frágeis do sistema de trânsito da região.

Frente a este problema, a construção de um viaduto auxiliaria de forma substancial o ponto em estudo, tornando-o além de mais simples e fluído, mais seguro. Sendo assim o pré-dimensionamento apresentado neste trabalho surge como uma forma de avançar com os estudos que ali já foram realizados e de se avaliar uma possível solução aos problemas levantados neste trabalho e pelos usuários da via.

Sendo assim a etapa inicial se deu através da escolha do modelo estrutural mais adequado para a estrutura proposta e para a realização do pré-dimensionamento. Por questões técnicas foi escolhido o modelo de vigas e laje, o qual é recomendado também pelo Manual de projeto de obras-de-arte especiais do DNER (1996) em função de ser mais simples tanto para projeto quanto para execução, apresentar um melhor custo-benefício e possuir capacidade técnica de se vencer uma grande gama de tamanho de vãos.

Em seguida foi elaborada a proposta uma proposta de viaduto que tentasse abranger e solucionar o maior número de problemas possível, desta forma, foi sugerida a elevação da BR-116, em uma estrutura composta por 2 estruturas independentes. Foram consideradas a influenciando em menor grau o tráfego na região durante a execução, a possibilidade de a travessia de pedestres ocorrer por debaixo da estrutura e a simplicidade da estrutura, já 2 estruturas, cada qual constituída de uma seção simétrica com apenas 2 longarinas mostrou-se de maior facilidade para análise e posterior pré-dimensionamento.

No entanto, como foi citado ao longo deste trabalho, a etapa do pré-dimensionamento não possui métodos específicos para ser realizada, sendo muito direcionado por experiências anteriores dos profissionais envolvidos. Os métodos e considerações aqui utilizados foram escolhidos com base no conteúdo das referências consultadas. Porém a escolha dos dimensionais apresentada é apenas o início de um

processo, o qual é seguido do dimensionamento propriamente dito e das verificações de segurança de toda a estrutura projetada.

Não menos importante, a determinação das cargas permanentes e variáveis se mostrou de suma importância para a continuação das etapas de projeto, pois através delas foi possível obter os esforços máximos e mínimos da estrutura e a avaliação dos pontos críticos da superestrutura. Através destes carregamentos e esforços é possível também a realização das verificações de segurança da estrutura, por isso sua quantificação deve ser realizada de forma adequada e considerando todas as ações que influenciam em cada parte do viaduto.

Ainda neste tema, as linhas de influência obtidas através do método das longarinas indesejáveis e Engesser-Courbon, considerados os dois métodos mais simples e menos precisos, obtiveram resultados eficientes e divergiram de forma pouco substancial quando comparadas às linhas de influência geradas pelo software FTOOL. O único ponto a ser observado foi a pequena divergência que ocorreu no local entre o balanço e apoio (longarina) analisado, onde o comportamento das linhas obtidas pelos métodos analíticos e pelo FTOOL apresentaram disparidade.

Por fim, o efeito das cargas móveis, com o trem-tipo, juntamente com as cargas permanentes da superestrutura, deu origem as envoltórias de esforços as quais são uma ferramenta imprescindível para a determinação dos carregamentos máximos e mínimos às quais a estrutura estará submetida. A partir deste ponto, estas informações referentes aos esforços cortantes e de momento fletor parte como norteadores para o dimensionamento adequado e seguro dos elementos constituintes do viaduto a ser projetado.

É claro que este trabalho foi realizado dentro de limitações em função do tempo para ser executado e da ampla gama e complexidade dos conhecimentos que devem ser compreendidos com o propósito de se obter um projeto completo. Porém a realização do presente trabalho se mostrou um desafio do início ao fim, por vezes complexo a ponto de gerar dúvidas sobre a possibilidade de sua execução, em outras cativante a ponto de serem desprezadas horas de trabalho sem que se percebesse a passagem do tempo.

Obras-de-arte especiais são um campo da engenharia civil que se provou fascinante ao longo deste trabalho de conclusão de curso. O fato de serem construções que demandem um conhecimento técnico, responsabilidade e porque não uma criatividade na resolução de problemas maior, a torna, pelo menos para mim, a área mais interessante.

6 TRABALHOS FUTUROS

As etapas aqui realizadas representam apenas uma pequena parte de todo o trabalho possível e necessário para a realização do projeto de um viaduto, especialmente este localizado no acesso da UCS.

Para a continuação deste projeto, seria interessante a realização do pré-dimensionamento do restante da estrutura que comporia o viaduto, sendo elas os aparelhos de apoio, e pilares, chamados de mesoestrutura, e as fundações e possíveis encontros, a infraestrutura, bem como a realização do pré-dimensionamento considerando a utilização do concreto protendido em substituição ao concreto armado e a verificação da adoção de outras seções transversais. Seria possível também focar na quantificação das demais cargas tanto variáveis quanto permanentes às quais a estrutura estaria submetida, a fim de se obter uma visão mais completa das solicitações que influenciaram no viaduto.

Ainda nas questões estruturais, a avaliação da posição dos pilares, a execução do dimensionamento completo dos elementos e a avaliação da viabilidade econômica e técnica da implementação da estrutura também seriam estudos que agregariam ainda mais a este projeto.

Com um foco um pouco diferente, outra linha de pesquisa seria a realização do projeto geométrico detalhado, a fim de se obter o traçado e os dimensionais exatos da estrutura a ser projetada, possibilitando a determinação do peso próprio e demais cargas de maneira mais precisa.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123** – Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118** - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7187** - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7188** - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681** - Ação e segurança de estruturas: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

BARONI, Henriette Justina Manfredini. **Simulação da vida útil de fadiga do concreto em vigas de tabuleiros de pontes em função do fluxo de**. 2010. Tese (Doutorado) - Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Vigas de concreto armado**. Bauru: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista. 2017.

CAVALCANTE, Gustavo Henrique Ferreira. **Pontes em concreto armado: análise e dimensionamento**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2019.

CHEN, Wai-Fah; DUAN, Lian. **Bridge engineering handbook**. Boca Raton: CRC Press, 2000.

DNER. BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais** – Rio de Janeiro, 1996.

DNIT. BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de projeto geométrico de travessias urbanas** - Rio de Janeiro, 2010.

DNIT. BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura De Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de projeto de interseções**. 2.ed. - Rio de Janeiro, 2005.

DNIT. BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura De Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de estudos de tráfego**. - Rio de Janeiro, 2006.

EL DEBS, Mounir Khalil El; TAKEYA, Toshiaki. **Introdução às pontes de concreto**: texto provisório de apoio à disciplina set - 412. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 2007.

GALIOTTO, Débora. **Parâmetros de carregamento para projeto de pontes em concreto armado**: comparativo entre a norma brasileira e a norma europeia. 2015. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, 2015.

HAMBLY, Edmund Cadbury. **Bridge deck behaviour**. Bath: Taylor & Francis Ltd, 1991.

HOLTZ, Gisele Cristina da Cunha; MARTHA, Luiz Fernando Campos Ramos; VAZ, Luiz Eloy. **Envelopes of internal forces due to load-trains in bridges using an evolution strategy**. In: world congresses of structural and multidisciplinary optimization, 2005, Rio de Janeiro. WCSMO6: 6th World Congress on Structural and Multidisciplinary Optimization, 2005.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, **Estimativas da população residente com data de referência 1º de julho de 2021**, 2021. Disponível em <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/caxias-do-sul/panorama>. Acesso em 22 set. 2021

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, **Frota de veículos**, 2016. Disponível em <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/caxias-do-sul/pesquisa/22/28120?ano=2016>. Acesso em 07 mar. 2022

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, **Frota de veículos**, 2020. Disponível em <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/caxias-do-sul/pesquisa/22/28120>. Acesso em 07 mar. 2022

JÚNIOR, Márcio Apolo Lima Leite; MATA, Rodrigo Carvalho da; SILVA, Brunna Maria Nogueira Barbosa. Análise comparativa entre trem-tipo da ABNT NBR 7188: 2013 com tipologias de caminhões licenciados pelo dnit, no comportamento mecânico de pontes sobre duas longarinas / comparative analysis between ABNT NBR 7188. **Brazilian Journal Of Development**, [S.L.], v. 7, n. 3, p. 25295-25316, mar. 2021. Brazilian Journal of Development.

LEONHARDT, Fritz. **Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1979.

MARCHETTI, Oswaldemar. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Blucher, 2018.

OBRIEN, Eugene J.; KEOGH, Damien L.; O'CONNOR, Alan J.. **Bridge deck analysis**. Boca Raton: Crc Press, 2015.

PFEIL, Walter. **Pontes em concreto armado**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1979.

POLETTO, Fernanda Alves Basílio. **Análise da fluência em vigas de concreto armado simplesmente apoiadas usando o método dos elementos finitos**. Universidade Tecnológica do Paraná. Programa de Pós Graduação em engenharia Civil. Curitiba. 2015.

RESIN, Carlos. **Estudo da viabilidade de implantação de um viaduto no acesso principal da universidade de caxias do sul**. 2016. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, 2016.

SENÇO, Wlastermiller de. **Manual de técnicas de projetos rodoviários**. São Paulo, 2008.

SANTOS, Ana Luiza Nunes Lisboa dos; SANTOS, Laís Lima dos. **Projeto de dimensionamento de uma ponte rodoviária em concreto armado sobre o rio paranaíba**. 2019. 78 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2019.

UCS. Universidade de Caxias do Sul (Caxias do Sul). **Institucional: a UCS hoje. a UCS hoje**. Disponível em: <https://www.ucs.br/site/institucional/a-ucs-hoje/>. Acesso em: 10 nov. 2021.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. **Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão**. Recife, CREA-PE, 2002.

ZERO HORA. **Imprudência aumenta atropelamentos em trecho da BR-116, em Caxias**. Porto Alegre. 25 mar. 2015 Disponível em: <https://gauchazh.clicrbs.com.br/pio-neiro/geral/noticia/2015/03/imprudencia-aumenta-atropelamentos-em-trecho-da-br-116-em-caxias-4726047.html>. Acesso em: 16 nov. 2021.