

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

MARIA AUGUSTA MAFIOLETTI CHIAMOLERA

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS LONGARINAS DE VIADUTO. ESTUDO DE CASO:
VIADUTO PREFEITO GILBERTO AMÉRICO MEIRINHO

Joinville

2022

MARIA AUGUSTA MAFIOLETTI CHIAMOLERA

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS LONGARINAS DE VIADUTO. ESTUDO DE CASO:
VIADUTO PREFEITO GILBERTO AMÉRICO MEIRINHO

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientadora: Dra. Valéria Bennack
Coorientadora: Dra. Anelize Borges Monteiro

Joinville

2022

MARIA AUGUSTA MAFIOLETTI CHIAMOLERA

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS LONGARINAS DE VIADUTO. ESTUDO DE CASO:
VIADUTO PREFEITO GILBERTO AMÉRICO MEIRINHO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 18 de março de 2022.

Banca Examinadora:

Dra.
Valéria Bennack
Presidente

Dra.
Anelize Borges Monteiro
Coorientadora

Dra.
Helena Paula Nierwinski
Universidade UFSC - Joinville

Me.
Lorena Leocádio Gomes
Universidade CEFET/ MG

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha professora orientadora Valéria Bennack e a minha professora coorientadora Anelize Borges Monteiro pela disposição e por serem sempre tão solícitas comigo.

Agradeço as minhas amigas da faculdade Monique, Laura e Thaís Bonelli pela paciência e apoio no período acadêmico, bem como minha amiga Thaís Garcia pelo suporte nesse período de trabalho de conclusão de curso.

Agradeço ao pessoal da KANDAI Arquitetura e Engenharia, meus chefes João e Guilherme, tal como meus colegas Alessandro, Bruno, Camila, Fellipe e José.

Agradeço a minha família, meu pai Carlos, bem como as minhas três irmãs Ana Júlia, Pietra e Beatrice. Mas principalmente agradeço minha mãe Maria Helena e minha irmã Ana Júlia por terem feito parte de cada momento bom e ruim nesse período acadêmico, me aconselhando e orientando em cada decisão tomada. Agradeço a vocês duas pelos momentos compartilhados comigo neste período, e por todo amor e compreensão dedicados nesta etapa de trabalho de conclusão de curso, assim como em toda graduação. Sem vocês duas, nada seria possível.

RESUMO

O crescimento do tráfego de veículos em Balneário Camboriú/SC, culminando no aumento do nível de serviço, fez necessária a construção do *Viaduto Prefeito Gilberto Américo Meirinho* para melhorar o escoamento do trânsito na região. O viaduto foi construído com seção transversal em caixão de concreto armado e o objeto de estudo do presente trabalho foi alterar tal seção do viaduto, dimensionando-o com vigas longarinas de concreto armado. Apresenta-se o dimensionamento do viaduto realizado com vigas de concreto armado de seção retangular, com base nas normas ABNT NBR 6118: 2014 e ABNT NBR 7187: 2021. A norma NBR 7188: 2013, que define os valores característicos básicos das cargas móveis rodoviárias de veículos sobre pneus e ações de pedestres em projetos de pontes, viadutos, galerias, passarelas e edifícios garagem, admite a carga móvel rodoviária padrão TB-450, definida por um veículo tipo de 450 kN, circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5 \text{ kN/m}^2$ e uma carga uniformemente distribuída $p = 3 \text{ kN/m}^2$ nos passeios para pedestres. Tais cargas foram adotadas para a obtenção das cargas móveis equivalentes nas vigas longarinas, também denominadas trem-tipo das vigas, por meio da aplicação do método Engesser Courbon. Dessa forma, os diagramas de esforços cortantes e momentos fletores referentes às cargas móveis foram obtidos e combinados com os diagramas referentes à aplicação das cargas permanentes que também foram levantadas, resultando na construção das envoltórias de esforços solicitantes do viaduto. A análise dessas envoltórias possibilitou a definição de valores de esforço cortante e momento fletor para o dimensionamento das vigas longarinas. Com a mudança da seção transversal das vigas e conseqüentemente dos novos cálculos das cargas permanentes e variáveis, buscou-se explorar outra possibilidade de execução da ponte. Os resultados desta análise permitem afirmar que é possível a utilização e dimensionamento das vigas longarinas em substituição à seção caixão.

Palavras-chave: Dimensionamento. Longarina. Viaduto. Seção Transversal.

ABSTRACT

The growth of vehicle traffic in Balneário Camboriú/SC, culminating in the increase of the service level, made necessary the construction of the Prefeito Gilberto Américo Meirinho Viaduct to improve the traffic flow in the region. The viaduct was built with a reinforced concrete box cross section and the object of study of this paper was to change this section of the viaduct, by dimensioning it with reinforced concrete stringers. It is presented the design of the viaduct with reinforced concrete beams of rectangular cross section, based on the ABNT NBR 6118: 2014 and ABNT NBR 7187: 2021 standards. The NBR 7188: 2013 standard, which defines the basic characteristic values of mobile road loads from vehicles on tires and pedestrian actions in designs of bridges, viaducts, galleries, walkways and garage buildings, admits the standard mobile road load TB-450, defined by a 450 kN type vehicle, surrounded by a constant uniformly distributed load $p = 5 \text{ kN/m}^2$ and a uniformly distributed load $p = 3 \text{ kN/m}^2$ on the pedestrian sidewalks. Such loads were adopted to obtain the equivalent mobile loads in the stringers, also called the train type of the beams, by applying the Engesser Courbon method. Thus, the shear force and bending moment diagrams referring to the mobile loads were obtained and combined with the diagrams referring to the application of permanent loads that were also surveyed, resulting in the construction of the viaduct's internal forces envelope. The analysis of these envelopes enabled the definition of shear and bending moment values for the design of the stringers. With the change in the cross section of the beams and consequently the new calculations of permanent and variable loads, another possibility for the execution of the bridge was explored. The results of this analysis affirm that it is possible to use and design the stringers as a substitute for the box section.

Keywords: Dimensioning. Stringers. Viaduct. Cross Section.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Seção caixão do Viaduto Prefeito Gilberto Américo Meirinho	17
Figura 2 – Representação do veículo tipo e da distribuição das cargas estáticas p e p'	22
Figura 3 – Esquemática gráfica do processo de Engesser - Courbon	24
Figura 4 - Equação do coeficiente de repartição transversal	26
Figura 5 – Diagrama de Esforço Cortante Longarina A.....	39
Figura 6 – Valores de Esforço Cortante da Carga Permanente Majorados para Longarina A. 39	
Figura 7 - Diagrama de Momento Fletor Longarina A	40
Figura 8 - Valores de Momentos Fletor da Carga Permanente Majorados para Longarina A .40	
Figura 9 - Diagrama de Esforço Cortante Longarina B.....	41
Figura 10 - Valores de Esforço Cortante da Carga Permanente Majorados para Longarina B 41	
Figura 11 - Diagrama de Momento Fletor Longarina B.....	42
Figura 12 - Valores de Momentos Fletor da Carga Permanente Majorados para Longarina B42	
Figura 13 - Diagrama de Esforço Cortante Longarina C.....	42
Figura 14 - Valores de Esforço Cortante da Carga Permanente Majorados para Longarina C 43	
Figura 15 - Diagrama de Momento Fletor Longarina C.....	43
Figura 16 - Valores de Momentos Fletor da Carga Permanente Majorados para Longarina C43	
Figura 17 - Diagrama de Esforço Cortante Longarina D	44
Figura 18 - Valores de Esforço Cortante da Carga Permanente Majorados para Longarina D44	
Figura 19 - Diagrama de Momento Fletor Longarina D	45
Figura 20 - Valores de Momentos Fletor da Carga Permanente Majorados para Longarina D45	
Figura 21 - Carga unitária na Longarina A para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina A.	46
Figura 22 - Carga unitária na Longarina B para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina A.	47
Figura 23 - Carga unitária na Longarina C para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina A.	47
Figura 24 - Carga unitária na Longarina D para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina A.	48
Figura 25 - Carga unitária na Longarina A para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina B.	49

Figura 26 - Carga unitária na Longarina B para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina B.	49
Figura 27 - Carga unitária na Longarina C para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina B.	50
Figura 28 - Carga unitária na Longarina D para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina B.	51
Figura 29 - Carga unitária na Longarina A para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina C.	51
Figura 30 - Carga unitária na Longarina B para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina C.	52
Figura 31 - Carga unitária na Longarina C para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina C.	53
Figura 32 - Carga unitária na Longarina D para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina C.	53
Figura 33 - Carga unitária na Longarina A para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina D.	54
Figura 34 - Carga unitária na Longarina B para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina D.	55
Figura 35 - Carga unitária na Longarina C para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina D.	55
Figura 36 - Carga unitária na Longarina D para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina D.	56
Figura 37 - Linha de Influência para Cargas Móveis da Longarina A	57
Figura 38 - Linha de Influência para Cargas Móveis da Longarina B	58
Figura 39 - Linha de Influência para Cargas Móveis da Longarina C	58
Figura 40 - Linha de Influência para Cargas Móveis da Longarina D	59
Figura 41 - Diagrama de Esforço Cortante referente as cargas móveis para longarina A	61
Figura 42 - Diagrama de Momento Fletor referente as cargas móveis para longarina A.....	61
Figura 43 - Planilha Excel com valores majorados de Esforço Cortante e Momento Fletor referentes a Carga Móvel para longarina A.....	61
Figura 44 - Diagrama de Esforço Cortante referente as cargas móveis para longarina B.....	62
Figura 45 - Diagrama de Momento Fletor referente as cargas móveis para longarina B.....	62
Figura 46 - Planilha Excel com valores majorados de Esforço Cortante e Momento Fletor referentes a Carga Móvel para longarina B	63

Figura 47 - Diagrama de Esforço Cortante referente as cargas móveis para longarina C.....	63
Figura 48 - Diagrama de Momento Fletor referente as cargas móveis para longarina C.....	64
Figura 49 - Planilha Excel com valores majorados de Esforço Cortante e Momento Fletor referentes a Carga Móvel para longarina C	64
Figura 50 - Diagrama de Esforço Cortante referente as cargas móveis para longarina D	65
Figura 51 - Diagrama de Momento Fletor referente as cargas móveis para longarina D.....	65
Figura 52 - Planilha Excel com valores majorados de Esforço Cortante e Momento Fletor referentes a Carga Móvel para longarina D.....	66
Figura 53 - Representação do local das longarinas, transversinas e pilares no viaduto.....	67
Figura 54 - Seção Longitudinal da Ponte	67
Figura 55 - Valores de Esforço Cortante TOTAL (kN)	68
Figura 56 - Gráfico para Valores de Esforço Cortante TOTAL (kN)	68
Figura 57 - Valores de Momento Fletor TOTAL (kN.m)	68
Figura 58 - Gráfico para Valores de Momento Fletor TOTAL (kN.m)	69
Figura 59 - Valores de Esforço Cortante TOTAL (kN)	69
Figura 60 - Gráfico para Valores de Esforço Cortante TOTAL (kN)	69
Figura 61 - Valores de Momento Fletor TOTAL (kN.m)	70
Figura 62 - Gráfico para Valores de Momento Fletor TOTAL (kN.m)	70
Figura 63 - Valores de Esforço Cortante TOTAL (kN)	71
Figura 64 - Gráfico para Valores de Esforço Cortante TOTAL (kN)	71
Figura 65 - Valores de Momento Fletor TOTAL (kN.m)	72
Figura 66 - Gráfico para Valores de Momento Fletor TOTAL (kN.m)	72
Figura 67 - Valores de Esforço Cortante TOTAL (kN)	73
Figura 68 - Gráficos para Valores de Esforço Cortante TOTAL (kN).....	73
Figura 69 - Valores de Momento Fletor TOTAL (kN.m)	74
Figura 70 - Gráfico para Valores de Momento Fletor TOTAL (kN.m)	74

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classes dos veículos tipo especificados na ABNT NBR 7188 (2013) e seus pesos em kN.	22
Quadro 2 - Resultados das cargas permanentes da longarina.....	30
Quadro 3 – Resultados parciais das cargas variáveis	30
Quadro 4 - Resultados parciais da armadura de flexão positiva das longarinas.....	31
Quadro 5 - Resultados parciais da armadura de flexão negativa das longarinas.....	31
Quadro 6 - Resultados das armaduras de flexão das longarinas	32
Quadro 7 - Resultados parciais da armadura de cisalhamento das longarinas	32
Quadro 8 - Resultados das armaduras de cisalhamentos das longarinas	32
Quadro 9 - Resultados das armaduras de pele das longarinas	33
Quadro 10 - Resumo dos valores de Peso Próprio (g).....	38

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 – Equação do coeficiente de Repartição Transversal	46
Equação 2 – Equação da reta para Longarina A.....	57
Equação 3 - Equação da reta para Longarina B.....	57
Equação 4 - Equação da reta para Longarina C.....	58
Equação 5 - Equação da reta para Longarina D	59
Equação 6 – Taxa de armadura mínima	76
Equação 7 – Coeficiente K.....	77
Equação 8 - Área da armadura de Flexão.....	77
Equação 9 – Largura da seção transversal mínima.....	77
Equação 10 - Tensão Solicitante (σ_c)	79
Equação 11 - Tensão Resistente (f_{cdr}).....	79
Equação 12 - Tensão de Cisalhamento por Força Cortante (τ_{wd})	79
Equação 13 – Área da armadura de Cisalhamento	80
Equação 14 - Área da Armadura de Cisalhamento mínima ($A_{sw\ mín}$).....	80
Equação 15 – Armadura de Pele	81
Equação 16 – Coeficiente de impacto Vertical	98
Equação 17 - Coeficiente de número de faixas	98

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1. OBJETIVOS	15
1.1.1. Objetivo Geral	15
1.1.2. Objetivos Específicos	15
2. REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1 PONTES E VIADUTOS	16
2.1.1 Longarinas e Transversinas.....	17
2.1.2 Seção Caixaõ	17
2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL	18
2.2.1 Ações nas Estruturas	20
2.2.1.1 AÇÕES VARIÁVEIS NAS PONTES	21
2.2.2 Linha de Influência.....	23
2.2.3 Método Engesser-Courbon	23
3. METODOLOGIA	25
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	30
5. CONCLUSÃO	34
REFERÊNCIAS	35
APÊNDICE A – CÁLCULOS DAS CARGAS PERMANENTES	37
APÊNDICE B – CÁLCULOS DAS CARGAS MÓVEIS	46
APÊNDICE C – CARGAS TOTAIS (PERMANENTE+MÓVEIS)	67
APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS	76
APÊNDICE E – CÁLCULO DOS EFEITOS DINÂMICOS DAS CARGAS MÓVEIS .	98
ANEXO A – VIADUTO PREFEITO GILBERTO AMÉRICO MEIRINHO	99

1. INTRODUÇÃO

O crescente investimento em edifícios cada vez mais altos que desafiam a engenharia chama a atenção na cidade de Balneário Camboriú/SC. O desenvolvimento do município leva ao crescimento populacional, que requer avanços na infraestrutura da cidade. Segundo IBGE (2022), a população estimada de Balneário Camboriú em 2021 era de 148.227 pessoas, um aumento significativo se considerada a população do último censo em 2010 (108.089 pessoas).

Localizada no Vale do Itajaí, Balneário Camboriú é uma cidade que, segundo BALNEÁRIO CAMBORIÚ (2022), tem no turismo sua maior atividade econômica. Esta fonte principal de renda do município atua como atrativo de maiores investimentos públicos e privados, e auxilia no desenvolvimento não só da cidade, mas de toda região.

Os últimos anos marcaram grandes construções na cidade, algumas públicas necessárias para acompanhar seu crescimento, bem como algumas de iniciativa privada que vislumbraram no município um iminente progresso. Grandes obras do município como alargamento da praia central, prolongamento da 4ª avenida, maior prédio do Brasil, maior prédio residencial do mundo (em aprovação na prefeitura), passarela Manoel F. da Rocha, vem apresentando algumas das soluções necessárias para atender a demanda de locomoção e moradia da população.

O Viaduto *Prefeito Gilberto Américo Meirinho* (Anexo A), objeto deste estudo, é uma destas grandes obras no município de Balneário Camboriú/ SC. A superestrutura do viaduto foi construída em concreto armado moldado *in loco* em seção caixão. A OAE (Obra de Arte Especial) tem extensão total de 34,23 m e largura de 21,04 m (medida ortogonal ao eixo da via). A estrutura inclui barreira New Jersey nos dois lados da seção da pista, faixa de proteção, corredor para ônibus, ciclovia, passeio e guarda corpo. (BALNEÁRIO CAMBORIÚ, 2018)

Segundo Marchetti (2017), um viaduto é caracterizado por ser uma ponte que supera um obstáculo de área seca. Uma ponte é classificada como uma OEA, já que junto a outras infraestruturas, impressionam pelo tamanho e complexidade estrutural. O dimensionamento de uma OAE em concreto dispõe de inúmeras possibilidades apenas com a modificação da seção transversal.

Desta forma, este estudo procurou analisar a viabilidade do uso de seção retangular de concreto armado nas vigas longarinas do viaduto. Para tal, fez-se o redimensionamento desta viga com o intuito de mostrar a viabilidade de uma seção mais convencionalmente usada em

pontes, explorando vantagens e desvantagens da sua utilização em seção retangular sob a seção caixão ao qual o viaduto foi executado.

1.1. OBJETIVOS

Com o intuito de apresentar uma alternativa de composição estrutural, porém com possibilidade de análise para situações semelhantes, propõem-se os objetivos.

1.1.1. Objetivo Geral

Dimensionar as longarinas da nova seção transversal proposta para o Viaduto *Prefeito Gilberto Américo Meirinho* (inclusão de longarinas e transversinas e exclusão da seção caixão), e apresentar uma proposta que se adeque ao viaduto executado.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Propor uma nova seção transversal para o viaduto;
- Calcular as cargas com base nos carregamentos da nova seção;
- Aplicar o método Engesser-Courbon para determinação das cargas móveis equivalentes nas vigas longarinas, também denominadas trem-tipo das vigas;
- Dimensionar as longarinas da nova seção proposta.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

A seguir serão apresentados subitens com a explicação de autores e normas sobre os assuntos tratados neste trabalho. Inicialmente uma breve explicação das definições de pontes e viadutos para introduzir o assunto e posteriormente esclarecer os tipos de seção abordados, sendo elas caixa e longarinas e transversinas. Já a explicação do conceito de Análise Estrutural serve de suporte para o entendimento de todo cálculo feito no dimensionamento.

O texto ainda abordará como ocorrem as ações nas estruturas e na sequência, como ocorrem as ações variáveis nas pontes e viadutos. Fez-se necessário também, uma breve explicação da aplicação do diagrama de linha de influência para melhor entendimento do método Engesser-Courbon.

2.1 PONTES E VIADUTOS

Pontes, segundo Marchetti (2008), são obras que tem o propósito de permitir atravessar obstáculos para dar continuidade às vias. O autor ainda destaca que este tipo de OEA pode ser utilizada para transpor obstáculos com água ou ainda obstáculos secos, os quais são chamados de viadutos (um tipo de ponte). Há ainda obstáculos aquáticos de grandes dimensões que necessitam, além da ponte, de um viaduto de acesso a ele (MARCHETTI, 2008).

Os elementos de uma ponte dividem-se em três partes: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura. A infraestrutura abrange os elementos de fundação e os encontros desses com os pilares. A mesoestrutura consiste nos aparelhos de apoio que fazem a ligação entre a infra e a superestrutura, ou seja, são os pilares. Já a superestrutura comporta os elementos que tem função de vencer o vão livre proposto e receber as ações diretas das cargas para transmiti-las aos pilares. Portanto, é composta pelas vigas, lajes e tabuleiro da ponte (CAVALCANTE, 2019).

Os elementos de fundação localizam-se nos extremos da ponte em contato com o aterro, e agem no suporte da superestrutura. Os pilares ficam na parte intermediária da estrutura e devem ser dimensionados de forma a vincular a fundação com os elementos da superestrutura. Já o tabuleiro e as vigas, como descrito anteriormente, vencem o vão livre e recebem diretamente as cargas da ponte para posteriormente transmiti-las para os outros elementos estruturais (CAVALCANTE, 2019).

2.1.1 Longarinas e Transversinas

Sobre as partes constituintes da superestrutura de uma ponte, são chamadas de transversinas, as vigas que se encontram transversais ao sentido do tráfego, bem como longarinas as que se encontram paralelas.

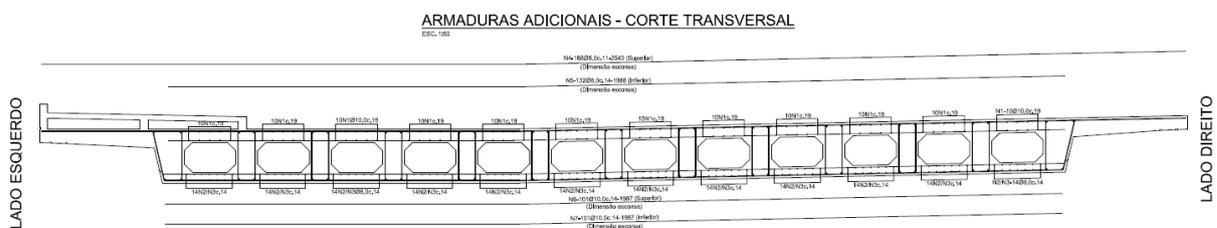
Segundo Tonia e Zhao (2007) longarinas distribuem cargas longitudinalmente e são geralmente projetadas para ter como função principal resistir à flexão e ao cisalhamento. Já as transversinas, os autores destacam que consistem em elementos secundários que normalmente resistem a deformações transversais da superestrutura e ajudam a distribuir parte da carga vertical entre as longarinas, estas últimas vigas citadas permitem que a superestrutura trabalhe em conjunto como um só elemento.

2.1.2 Seção Caixaõ

Segundo Bellei (2007), as vigas caixaõ como o próprio nome indica, são vigas formadas por duas ou mais almas, uma mesa inferior única e uma ou mais mesas superiores, formando na sua configuração um caixaõ. O autor ainda destaca que essas seções transversais são altamente eficientes para estruturas em curva devido à sua grande resistência à torção, e nas pontes com grandes vãos para evitar problemas de instabilidade aerodinâmica. O autor ainda evidencia que uma vantagem é a de possibilitar o uso da mesa superior como laje do tabuleiro.

Tonia e Zhao (2007) ressaltam que a elevada resistência à torção deste tipo de seção geralmente torna dispensável o uso de transversinas. A seção em questão, portanto, é robusta e resiste aos esforços a que a ponte é submetida sem necessidade de elementos adicionais para compor a superestrutura, substituindo assim o uso de vigas transversinas e longarinas.

Figura 1 – Seção caixaõ do Viaduto Prefeito Gilberto Américo Meirinho



Fonte: Balneário Camboriú (2018)

2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

Análise estrutural é o cálculo das forças e deformações de uma estrutura. Ao aplicar carga em algum corpo (objeto), espera-se certa deformação que resultará em forças nos seus elementos e a análise estrutural abrange todo este cálculo. Não se trata de uma ciência exata onde se calcula uma única resposta, mas sim um conjunto de soluções que devem ser avaliadas (MCCORMAC, 2015).

Devem-se seguir recomendações em função da sua composição estrutural para fazer a análise, além de que o modelo a ser analisado deve satisfazer disposições de segurança, economia, funcionalidade e estética. Nas pontes ainda é necessário atentar-se à estética pelo impacto visual que a obra causa aos usuários no entorno, bem como a funcionalidade da estrutura, que é um fator importante que justifica sua construção (DEBS E TAKEYA, 2007).

Martha (2010) destaca que na fase de análise estrutural é preconcebido o comportamento da estrutura, determinando assim os esforços internos e externos, como cargas e reações de apoio, bem como as tensões, deslocamentos e deformações estruturais. O autor ainda ressalta que é importante também definir nesta fase os estágios de carregamento e as solicitações que serão consideradas nos cálculos.

Depois de calculadas as forças e deformações na análise estrutural, cabe ao projeto estrutural dimensionar e alocar as estruturas da melhor forma, visando suportar as cargas as quais deve sustentar. O projeto estrutural ainda abrange:

- *Layout* geral da estrutura;
- Alternativas de configurações estruturais viáveis a situação proposta;
- Condições de carregamento e suas características;
- Pré-dimensionamentos e análises prévias da estrutura;
- Seleção da solução mais adequada;
- Análise e projeto estrutural final da estrutura.

Além dos itens descritos acima, ainda pode-se incluir as plantas da estrutura (MCCORMAC, 2015).

O entendimento de projeto estrutural deve ficar claro, já que está diretamente ligado à análise estrutural. Martha (2010) afirma que o projeto tem o propósito de corresponder às necessidades para as quais foi planejado, objetivando que o modelo cumpra os requisitos de segurança, utilização, aspectos econômicos, estética, questões ambientais, construtivas e que respeite a legislação vigente.

Outros conceitos importantes que devem ser entendidos são relativos aos componentes estruturais, como vigas, escoras, tirantes, pilares e diafragmas. Neste trabalho destaca-se a componente viga. A viga consiste em um elemento estrutural sujeito principalmente à flexão, e normalmente é um elemento horizontal da estrutura, sujeito principalmente, a forças gravitacionais (MCCORMAC, 2015).

Os componentes estruturais juntos formam o sistema estrutural, caracterizado por ser toda a estrutura que recebe a ação das forças nela aplicadas, considerando sempre que a estrutura, bem como cada componente seu, estão em equilíbrio estático. As forças citadas, que agem sobre a estrutura, incluem as aplicadas a ela, mas também aquelas de reações resultantes (MCCORMAC, 2015).

De maneira geral, uma estrutura deve não apenas suportar com segurança as cargas previstas em projeto, aquelas que ela receberá durante a sua vida útil, mas também proporcionar conforto ao usuário prevendo pequenos deslocamentos transversais, minimizando vibrações e fraturas. As fraturas causam aflição pelo aspecto visual desagradável e os deslocamentos e vibrações (mesmo que mínimas) provocam inquietação no momento de utilização (MCCORMAC, 2015).

A ABNT NBR 6118: 2014 especifica os procedimentos que devem ser realizados para projetos de estrutura de concreto, por meio de requisitos básicos exigíveis para concreto simples, armado e protendido. O conhecimento dos elementos e o levantamento das cargas suportadas são o início do projeto estrutural.

Um projeto de estrutura de concreto armado é realizado com base nos estados-limites da estrutura. Como suporte, duas situações de análise são necessárias: o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS). O ELU se relaciona com o colapso ou ruína, inutilizando a estrutura de alguma forma, e o ELS objetiva os requisitos relacionados a usuários, máquinas e aos equipamentos suportados pela estrutura, com relação ao conforto do usuário, durabilidade, aparência e boa utilização dessa (ABNT, 2014).

Destaca-se no item 10.3 da ABNT NBR 6118: 2014 que a segurança das estruturas depende e, portanto, deve ser verificada com relação ao ELU:

- Perda de equilíbrio da estrutura vista como corpo rígido;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando esforços normais e tangenciais;
- Esgotamento de capacidade resistente, considerando elementos de segunda ordem;

- ELU decorrentes de solicitações dinâmicas, proveniente de colapso progressivo;
- Esgotamento da estrutura ao expor-se ao fogo;
- ELU relacionados a sismos em regiões propícias a essas ocorrências;
- Estados limites últimos provenientes de eventuais casos especiais derivados de particularidades da obra.

A ocorrência do ELS, segundo a ABNT NBR 8681: 2003 Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimentos (ABNT, 2003), impede o uso normal da construção ou interfere na durabilidade da estrutura. Essa norma ainda ressalta que as situações em que se considera que foi atingido esse estado são as circunstâncias em que danos localizados comprometem a estética ou a durabilidade construtiva, ou quando ocorre excesso de deformações afetando a utilização normal, ou ainda no caso de vibrações desconfortáveis.

As verificações de estados limites têm como parâmetro de entrada, para análise, as ações (também chamadas de cargas) que devem ser consideradas em cada situação de carregamento estrutural. Tais ações, de acordo com ABNT NBR 6118: 2014, devem ser aquelas que decorrem de efeitos significativos para segurança da estrutura em questão e classificam-se em ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais, como descrito na ABNT NBR 8681: 2003. A combinação de todas as ações é resultado da escolha de efeitos desfavoráveis da estrutura (ABNT, 2014).

2.2.1 Ações nas Estruturas

As ações nas estruturas correspondem às cargas aplicadas que agem sobre as mesmas, podendo ser elas provenientes, por exemplo, do peso dos elementos e das cargas de utilização ou ocupação. Além das cargas, devem-se considerar nos cálculos também as reações, que são forças externas provenientes dos apoios sobre a estrutura (MCCORMAC, 2015).

São chamadas de *permanentes* as ações provenientes de valores constantes, ou que tendem a aumentar com o tempo, mas atingem uma estabilidade em seu valor-limite. Tendo como premissa a segurança, devem-se assumir os valores representativos mais desfavoráveis como ações permanentes (ABNT, 2014).

As *ações permanentes* abrangem o peso próprio da estrutura e as sobrecargas fixas proveniente de outros materiais colocados sobre a ponte (laje de concreto, pavimentação, guarda-corpo, postes, sinalizações e dispositivos de drenagem) (PINHO E BELLEI, 2007).

Ainda referente às ações permanentes, estas se dividem em diretas e indiretas. As diretas são o peso da estrutura, peso dos elementos construtivos fixos, instalações permanentes e empuxos permanentes da estrutura. Já as indiretas incluem as deformações originárias da retração e fluência do concreto, deslocamento dos apoios, imperfeições geométricas e protensão (ABNT, 2014).

As ações *variáveis* são classificadas segundo a ABNT NBR 8681: 2003 como sendo ações que variam significativamente em relação a sua média e dividem-se em diretas e indiretas. As diretas são as cargas acidentais consideradas para o uso da referida estrutura, sendo exemplificada pela ação do vento e da água. Já as indiretas consideram variações de temperatura no geral e ações dinâmicas – estrutura sujeita a choques e vibrações em sua condição de uso (ABNT, 2014).

McCormac (2015) destaca as cargas variáveis como sendo aquelas em que o módulo e a posição variam, como, por exemplo, as cargas de ocupação, materiais de depósito, cargas de construção, guindastes e cargas de equipamentos operacionais.

De acordo com a ABNT NBR 6118: 2014, as ações *excepcionais* são aquelas oriundas de situações excepcionais de carregamento, onde cada ação é determinada por normas brasileiras específicas para cada caso extraordinário considerado. A ABNT NBR 8681:2003 complementa que estas ações normalmente têm curta duração e baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, no entanto não devem ser desconsideradas.

2.2.1.1 Ações Variáveis nas Pontes

Ainda sobre as ações ou cargas variáveis, também chamadas de cargas móveis, Pinho e Bellei (2007) ressaltam que os valores fixados nas normas não são exatamente as cargas que circulam na situação real de carregamento, visto que as normas determinam para as pontes cargas de cálculo padrão com veículos de dimensões especiais. A norma ABNT NBR 7188: 2013 de nome *Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas*, apresenta estes veículos tipo.

Os autores citados acima ressaltam a divisão das classes de veículo tipo em três classes de separação com base nos pesos dos veículos (classe 45 com 45tf, classe 30 com 30 tf e classe 12 com 12 tf). No entanto com a atualização da ABNT NBR 7188: 2013, há apenas duas classes, as quais apresentam as especificações a seguir.

- Classe 45: 450 kN (45 tf) de peso total, sendo 75 kN por roda. Largura de roda de 50 cm e comprimento de contato de 20 cm;
- Classe 24 - 240 kN (24 tf) de peso total, sendo 40 kN por roda. Largura de roda de 50 cm e comprimento de contato de 20 cm.

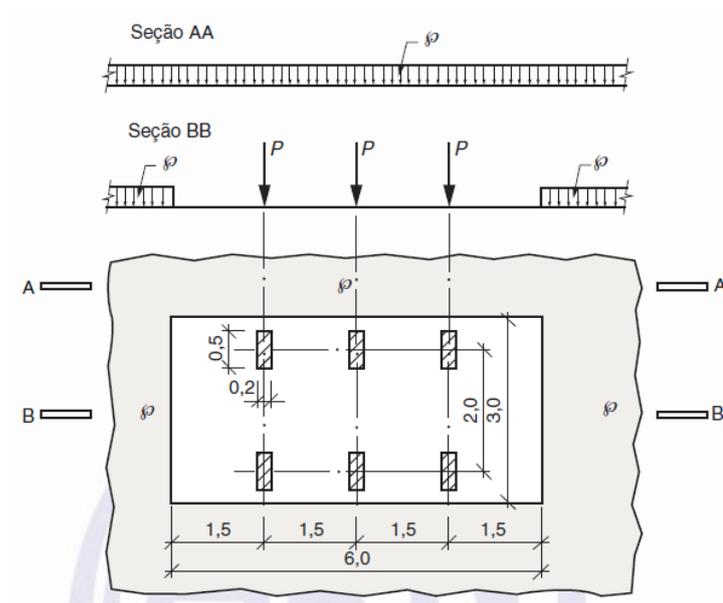
Todos os veículos têm 3,0 metros de largura e 6,0 metros de comprimento. As cargas são representadas por p (uniformemente distribuídas para pista) e p' (uniformemente distribuídas para passeios), conforme o Quadro 1 abaixo. A seguir a Figura 2 mostra também o veículo tipo e as distribuições de cargas estáticas.

Quadro 1 - Classes dos veículos tipo especificados na ABNT NBR 7188 (2013) e seus pesos em kN.

Classe do Veículo Tipo:	Peso Total:
Classe 45	450 kN
Classe 24	240 kN

Fonte: Autora (2022)

Figura 2 – Representação do veículo tipo e da distribuição das cargas estáticas p e p' .



Fonte: ABNT NBR 7188 (2013)

Para o cálculo das ações variáveis (cargas móveis), utilizou-se o método Engesser-Courbon, que será tratado na Seção 2.2.3. Segundo Cavalcante (2019), em pontes com transversinas intermediárias, como é o caso do viaduto proposto neste estudo, faz-se necessária

a utilização de métodos como esse, que considerem longarinas apoios deslocáveis. A aplicação do método Engesser-Courbon só é possível com a utilização dos diagramas de linha de influência.

2.2.2 Linha de Influência

A linha de influência representa, por meio de um diagrama de ordenadas, valores equivalentes às variações de cortante, momentos ou deflexão em cada ponto do elemento, conforme a carga concentrada desloca-se sobre ele. A partir dos valores obtidos, pode-se calcular a magnitude das reações pertinentes àquele ponto do elemento estrutural (HIBBELER, 2013).

Hibbeler (2013) destaca que o diagrama da linha de influência completo mostra onde a colocação da carga móvel causa maior intervenção no elemento estudado, por esse motivo dá-se importância a linha de influência para projetos de pontes, vigas de pontes rolantes e outras estruturas com cargas que se movem ao longo de seu vão. A mudança de valores da cortante e do momento fletor no membro é mais bem reproduzida pela linha de influência.

Leet (2009) explica que os valores da linha de influência fornecem reações ou forças internas conforme a carga se movimentada no elemento estrutural, e são dispostos de acordo com as distâncias na extensão do vão (ou seja, ao longo do eixo das abscissas). O autor também afirma que o diagrama mostra o local de carregamento mais crítico que a carga móvel pode ser colocada, maximizando-se a força cortante ou o momento fletor.

O autor aponta que o diagrama é feito de acordo com os valores de força interna, conforme a carga móvel desloca-se pela estrutura projetando a força ligeiramente abaixo de cada posição em que a carga é colocada. McCormac (2015) completa que além de determinar onde colocar as cargas variáveis com o objetivo de provocar a força máxima no ponto, a linha de influência permite o cálculo dessa força considerando seus valores.

Com a utilização do diagrama da linha de influência é possível a aplicação do método Engesser-Courbon para determinação das cargas móveis da ponte.

2.2.3 Método Engesser-Courbon

Engesser-Courbon é definido por Melo (2016) como sendo um método em que a carga suportada se distribui nas longarinas e que as transversinas são consideradas com rigidez infinita e sem o efeito de torção. Cavalcante (2019) ressalta que a rigidez infinita reflete em

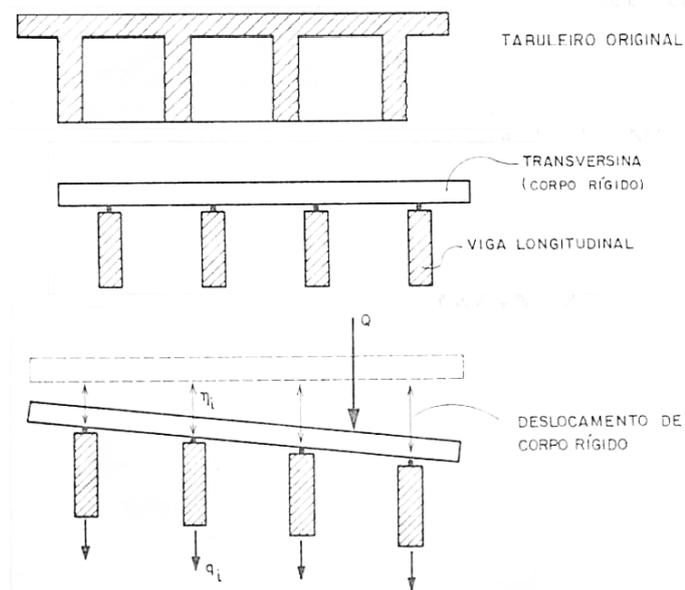
deformações desprezíveis da seção transversal e Jovem (2017) explica que toda carga P é absorvida pela viga longarina conforme o seu respectivo coeficiente de repartição calculado.

Segundo Judite (2004), há algumas considerações a serem feitas para utilização do método Engesser – Courbon:

- Deve haver paralelismo entre as vigas longarinas;
- As longarinas têm inércia constante;
- As longarinas são ligadas por transversinas ortogonais a elas;
- Transversinas tem rigidez infinita a flexão e são simplesmente apoiadas nas longarinas e,
- Efeitos de torção são desprezados.

Debs e Takeya (2007) destacam que desconsiderar os dos efeitos de torção resulta em reações mútuas no cruzamento das longarinas e transversinas, sendo possível utilizar apenas uma força vertical, como mostrado a seguir na figura.

Figura 3 – Esquematização gráfica do processo de Engesser - Courbon



Autores: Debs e Takeya (2007)

3. METODOLOGIA

Diante dos objetivos específicos já expostos neste trabalho, este capítulo descreve como foi possível alcançar o que foi citado no item 1.1.2: mudar a seção da ponte substituindo a seção caixa, calcular as cargas permanentes incluindo o peso próprio das vigas referente à nova configuração, calcular as novas cargas variáveis aplicando o método Engesser-Courbon e dimensionar as longarinas para a nova seção da ponte.

Por meio do projeto da OAE, disponibilizado pela prefeitura de Balneário Camboriú/SC, foi possível identificar quais as cargas permanentes, excepcionais e variáveis que foram utilizadas para o dimensionamento dos elementos do viaduto. As cargas permanentes, provenientes de peso próprio da estrutura e as variáveis, calculadas de acordo com a intensidade de tráfego na OAE e uso da estrutura no geral, modificaram-se com a mudança de seção, assim como as cargas excepcionais.

Para dar início aos cálculos, foi pré-definida uma seção transversal inicial para as quatro vigas longarinas. Com base em Melo (2013), utilizou-se o cálculo da altura da viga como sendo 10% do valor do vão a ser vencido pela ponte. Os vãos das longarinas da ponte são de 18,40 m e 10,86 m, calculando 10% destes valores o resultado foi de 1,840 m e 1,086 m respectivamente. Portanto o valor inicial foi de 1,5 m de altura para viga, com largura de 1 m.

Ressalta-se ainda que algumas cargas que compõe o cálculo das cargas permanentes não se alteraram, justificando o uso dos mesmos valores. O peso de alguns elementos como barreira New Jersey, pavimentação, laje, cortinas e placas de transição foram utilizados com os mesmos valores de peso especificados no memorial descritivo da obra executada em seção caixa.

Para fazer os cálculos das cargas permanentes, iniciou-se pelas cargas distribuídas. As cargas da laje e capeamento foram fornecidos pelo memorial descritivo (em kN/m) e multiplicadas pelo comprimento em que estão distribuídas e, posteriormente, divididas pelo número de longarinas (quatro). Para a carga do peso próprio da longarina, multiplicou-se a área da seção transversal da viga pelo peso específico do concreto ($\gamma_{concreto} = 25 \text{ kN/m}^3$ para concreto armado, segundo a ABNT NBR 7187: 2021). Por fim, somaram-se todas as cargas permanentes (laje, capeamento, passeio e longarina) e obteve-se o resultado das cargas distribuídas em kN/m para cada longarina.

As cargas pontuais referem-se às vigas transversinas de apoio, cortina e placa de transição. Todas as citadas não mudam de valor com a mudança de seção. Depois de repetir os

cálculos citados anteriormente para cada uma das longarinas, as cargas distribuídas e pontuais foram postas no programa FTool a fim de obter o diagrama de momento fletor e o diagrama de esforço cortante. Por fim, os valores obtidos no diagrama foram colocados em planilhas no Excel.

A metodologia utilizada para obter as cargas móveis equivalentes nas vigas longarinas do presente trabalho foi o método analítico de Engesser-Courbon. Como explicado no item 2.2.3, o método consiste em apontar como ocorre a distribuição das cargas nas longarinas da estrutura com múltiplas longarinas, considerando as vigas transversinas como elementos sem torção e com rigidez infinita.

Para aplicação do método Engesser–Courbon, segundo Alves, Almeida e Judice (2004), primeiramente calculam-se as reações das longarinas (R_i) provenientes das cargas aplicadas nas transversinas, onde “ R ” representa a reação e “ i ” uma longarina qualquer. Os autores ainda destacam que se considera a carga aplicada absorvida completamente pelas longarinas e esse cálculo é feito através de um coeficiente de repartição transversal (“ ri ”) conforme equação mostrada abaixo na Figura 4.

Figura 4 - Equação do coeficiente de repartição transversal

$$ri, d = \frac{1}{n} + 6 \times \frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \times p$$

Fonte: Filho (2022)

O número de coeficiente de repartição (ri) inicialmente calculado é igual ao número de apoios/ longarinas. O procedimento de construção da linha é feito para cada viga e os valores possibilitam a construção da linha de influência da longarina em questão. Para o viaduto do presente trabalho considerou-se quatro elementos, nomeados de longarina A ($i = 1$), longarina B ($i = 2$), longarina C ($i = 3$) e longarina D ($i = 4$).

O cálculo foi iniciado pela longarina A, para posteriormente repetir o processo nas demais vigas (um total de quatro). Conforme Figura 21 até Figura 36 apêndice B, na seção transversal da ponte, colocou-se uma carga unitária P que, a cada valor de coeficiente de repartição calculado, deslocando para o outro ponto de apoio (local das longarinas), resultando em um diagrama de valores de “ ri ” chamado de linha de influência.

Completando as informações constantes no item 2.2.2, segundo Martha (2010) linha de influência (L.I) representa a mudança de determinado efeito conforme muda a posição da força vertical unitária aplicada na estrutura. Esse conceito é importante para os cálculos do “ ri ”,

já que ao final, os quatro valores dele para longarina A formam o diagrama de L.I referente aquela viga, conforme mostra a Figura 37, bem como a Figura 38, Figura 39 e Figura 40 do apêndice B para as demais longarinas, totalizando quatro.

Em seguida, o trem-tipo TB-45 foi posicionado no local mais desfavorável da seção transversal da ponte, a fim de exigir da estrutura o esforço máximo para o seu dimensionamento mais seguro. Segundo ABNT NBR 7188: 2013, para o cálculo das cargas móveis as rodas do veículo-tipo devem estar na posição mais desvantajosa da pista não excluindo acostamento e faixas de segurança. Balneário Camboriú (2018) ainda acrescenta que o veículo na extremidade do tabuleiro é o lugar mais prejudicial para esse elemento.

Visando a pior situação de carregamento, o TB-45 foi posicionado encostado no guarda-rodas da esquerda e depois no da direita do viaduto. Os cálculos dos carregamentos foram feitos também para as duas situações a fim de que fosse possível verificar a mais desfavorável.

Com a representação das seções do viaduto e suas linhas de influência logo abaixo, foi posicionado o TB-45 para cada situação de cálculo. Fez-se necessário encontrar valores adicionais da linha de influência para obter as cargas das vigas, correspondentes aos pontos onde se encontram as rodas e as extremidade do veículo-tipo, bem como ao ponto das abscissas que representa o limite das cargas distribuídas.

Ainda sobre os cálculos do método Engesser–Courbon, segundo Alves, Almeida e Judice (2004), os valores dos coeficientes são importantes porque darão origem às linhas de influência e por meio delas, poderão ser calculados os carregamentos das longarinas na direção longitudinal ao tráfego. Os resultados do diagrama, com os valores adicionais da linha de influência calculados, são multiplicados pelos carregamentos da ponte, dando origem às cargas a que as longarinas estão sujeitas: R_p , R_{p1} e R_{p2} presentes no Apêndice B. Sendo que:

- R_p é a carga equivalente das rodas do veículo-tipo;
- R_{p1} é a carga equivalente da faixa da pista de rolamento, na parte externa do veículo-tipo e
- R_{p2} é a carga equivalente da faixa da pista de rolamento, na parte interna do veículo-tipo.

Posteriormente ao cálculo das cargas, foram feitos os diagramas de esforço cortante e momento fletor para cada longarina. Conforme Figura 41 à Figura 52 do apêndice B, apresentam-se os diagramas obtidos com o auxílio do programa FTool e suas respectivas tabelas de valores feitas no Excel, para as quatro longarinas com o TB-45 posicionado no lado direito

do guarda-rodas. Os valores de R_p , R_{p1} e R_{p2} foram os carregamentos colocados no FTool para construção dos diagramas.

Para o dimensionamento das longarinas foram selecionados os maiores valores dos diagramas de momento fletor e esforço cortante de cada longarina. A situação mais desfavorável escolhida foi a que mais solicita a viga perante o carregamento, ou seja, aquela que contém os maiores valores. Selecionando o valor no diagrama que representa o pior caso é possível saber qual seção da viga é mais solicitada.

O dimensionamento das longarinas foi feito segundo passo a passo apresentado no apêndice D. Primeiro, calcula-se a taxa de armadura mínima. Bastos (2020) apresenta a tabela de taxa mínima de armadura (ρ_{min}) de flexão para vigas, através dela usa-se o valor de f_{ck} para consultar qual a taxa de armadura mínima em porcentagem, $\rho_{min}(\%)$, este valor multiplicado pela seção transversal da longarina, é a armadura mínima exigida.

Posteriormente, calcularam-se os coeficientes de ponderação das resistências no ELU do concreto e do aço (f_c e f_{yd} respectivamente). Depois iniciou-se o procedimento de cálculo para armadura de flexão positiva e repetiu-se o processo para a negativa, sendo que a diferença para o cálculo da armadura negativa utilizou o maior valor com sinal negativo dos valores do momento inferior. Já na positiva, usa-se maior valor positivo dos momentos superiores.

Iniciou-se o cálculo pelo valor de K , que é um parâmetro adimensional que mede a intensidade do momento fletor externo solicitante de cálculo, sendo um coeficiente relativo à resistência do concreto e à tensão na armadura tracionada. K é comparado com o valor de Kl , onde Kl , segundo Bastos (2020), é um valor que considera a posição da linha neutra da seção e o domínio do concreto que deseja atingir para que assim, o dimensionamento fique no domínio que permite a utilização de armadura simples.

Depois calculou-se a área de aço necessária. Com a área de aço escolheu-se o diâmetro (bitola) da barra que será utilizada para saber quantas barras necessitam ser utilizadas na longarina. Finalizou-se calculando em quantas camadas as barras serão dispostas de forma a se aloquem melhor dentro do elemento.

Para a armadura de cisalhamento, utilizaram-se os valores de esforço cortante máximo calculados. Optou-se por estribos verticais de 90° com a horizontal e biela de concreto comprimido de 45°, caracterizando a escolha do Modelo de cálculo I , como apresenta na ABNT NBR 6118: 2014. Primeiro foi calculada a tensão solicitante (σ_c) e a tensão resistente (f_{cdr}) para fazer a primeira verificação da biela de compressão, onde σ_c deve ser menor que f_{cdr} .

Posteriormente calculou-se a tensão de cisalhamento por força cortante (τ_{wd}) e a tensão referente ao esforço cortante resistente de cálculo relativo à ruína das diagonais

comprimidas de concreto ($\tau_w d^2$), para fazer a segunda e última verificação da biela de compressão onde, $\tau_w d$ deve ser menor que $\tau_w d^2$.

O próximo passo foi calcular a área da armadura de cisalhamento (A_{sw}). Definiram-se dois ramos resistentes para os estribos e assim foi escolhido, considerando a área de aço e o diâmetro da barra, o número de barras necessárias, o espaçamento horizontal necessário entre elas e o comprimento do estribo. A armadura de pele foi calculada como sendo 10% da área da seção transversal da longarina.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Primeiramente foi pré-dimensionada a altura da seção da longarina como sendo 10% do vão do viaduto, como mostrado no apêndice A. Posteriormente, as cargas permanentes foram calculadas com base no peso próprio da nova estrutura: a barreira New Jersey e o passeio, o capeamento, a laje e viga longarina. O Quadro 2 apresenta as cargas permanentes finais de cada longarina e o apêndice A os cálculos completos.

Quadro 2 - Resultados das cargas permanentes da longarina

	LONGARINA A	LONGARINA B	LONGARINA C	LONGARINA D
CARGA PERMANENTE FINAL	$g = 60,218$ kN/m	$g = 60,218$ kN/m	$g = 54,468$ kN/m	$g = 60,218$ kN/m

Fonte: Autora (2022).

Para as cargas móveis, após aplicação do método Engesser-Courbon com auxílio das linhas de influência calculadas, obtiveram-se os resultados das cargas equivalentes R_p , R_{p1} e R_{p2} de cada longarina, apresentados no Quadro 3. Estas cargas resultaram no diagrama de momento fletor e esforço cortante das cargas móveis/ variáveis. O cálculo completo das cargas móveis está disponível no apêndice B.

Quadro 3 – Resultados parciais das cargas variáveis

LONGARINA	A	B	C	D
R_p	-	14,10 kN	60,88 kN	115,20 kN
R_{p1}	35,09 kN/m	25,75 kN/m	19,35 kN/m	20,91 kN/m
R_{p2}	-	1,42 kN/m	6,08 kN/m	11,51 kN/m

Fonte: Autora (2022).

Os valores de momento fletor e esforço cortante das cargas permanentes e móveis foram somados a fim de resultar nos valores finais de cálculo de cargas. Assim, com os valores finais calculados foi possível usar o momento máximo e o esforço cortante máximo de cada

viga longarina para o dimensionamento. Os valores finais de Q e M são mostrados no apêndice C.

Por meio dos valores calculados de momento fletor e esforço cortante para cada longarina foi possível identificar os valores máximos que foram utilizados para o dimensionamento de cada elemento de viga. No dimensionamento foram feitas as verificações e cálculos para armadura de flexão negativa, armadura de flexão positiva, armadura de cisalhamento e armadura de pele de cada uma das quatro longarinas.

Na armadura de flexão, tanto positiva quanto negativa, com a área do aço pode-se escolher o número de barras e o diâmetro delas. De posse destas informações foi possível calcular também qual a mínima largura da seção transversal da longarina, verificando assim se o número de barras necessárias poderiam ser dispostas em apenas uma camada dentro da seção do elemento. Abaixo o Quadro 4 e Quadro 5 apresenta os valores obtidos para as quatro longarinas.

Quadro 4 - Resultados parciais da armadura de flexão positiva das longarinas

Longarina	A	B	C	D
Área de aço (A_{sw})	28,61 cm ²	28,61 cm ²	25,43 cm ²	41,50 cm ²
Largura mínima da seção ($b_{w,min}$)	37,5 cm	37,5 cm	48 cm	52,5 cm
Largura da seção (b_w)	100 cm	100 cm	100 cm	100 cm

Fonte: Autora (2022).

Quadro 5 - Resultados parciais da armadura de flexão negativa das longarinas

Longarina	A	B	C	D
Área de aço (A_{sw})	66,84 cm ²	60,06 cm ²	57,37 cm ²	72,33 cm ²
Largura mínima da seção ($b_{w,min}$)	58,80 cm	40 cm	40 cm	46,5 cm
Largura da seção (b_w)	100 cm	100 cm	100 cm	100 cm

Fonte: Autora (2022).

Os Quadro 4 e Quadro 5 acima mostram que no cálculo de todas as longarinas a largura de 100 cm ficou acima da largura mínima calculada, estando assim as medidas de largura das vigas corretas e verificadas. Por fim, apresentou-se abaixo no Quadro 6 todos os resultados de armadura de flexão das quatro longarinas. O passo a passo de cálculo está no apêndice D.

Quadro 6 - Resultados das armaduras de flexão das longarinas

Armadura	LONGARINA			
	A	B	C	D
Flexão Negativa	9 barras ϕl 32mm	5 barras ϕl 40mm	5 barras ϕl 40mm	6 barras ϕl 40mm
Flexão Positiva	6 barras ϕl 40mm	6 barras ϕl 25mm	9 barras ϕl 20mm	9 barras ϕl 25mm

Fonte: Autora (2022).

Para a armadura de cisalhamento foi necessário fazer duas verificações a fim de garantir a segurança da biela de compressão. A primeira verificação foi relativa à tensão solicitante (σ) da viga ser menor que a tensão resistente (f_{cdr}). Posteriormente foi verificado se a tensão de cisalhamento por força cortante (τ_{wd}) é menor que a tensão referente ao esforço cortante resistente de cálculo relativo à ruína das diagonais comprimidas de concreto (τ_{wd2}). O Quadro 7 abaixo apresenta os resultados obtidos para todas as longarinas.

Quadro 7 - Resultados parciais da armadura de cisalhamento das longarinas

Longarina	A	B	C	D
Tensão Solicitante (σ)	2,18 MPa	1,96 MPa	1,96 MPa	2,53 MPa
Tensão Resistente (f_{cdr})	11,31 MPa	11,32 MPa	11,32 MPa	11,32 MPa
Tensão de Cisalhamento (τ_{wd})	0,98 MPa	0,88 MPa	0,88 MPa	1,14 MPa
Tensão do esforço Cortante Resistente (τ_{wd2})	5,09 MPa	5,09 MPa	5,09 MPa	5,09 MPa

Fonte: Autora (2022).

Os valores do Quadro 7 acima indicam que a segunda verificação foi respeitada para todas as longarinas e, portanto, a biela de compressão está segura. Após as duas verificações da biela, calculou-se a área de aço para a armadura de cisalhamento de todas as longarinas e escolheu-se a quantidade de estribos, já que o diâmetro utilizado para todas as vigas foi o mesmo descrito no memorial do viaduto. O Quadro 8 mostra as áreas das armaduras bem como a quantidade de estribos.

Quadro 8 - Resultados das armaduras de cisalhamentos das longarinas

	LONGARINA			
	A	B	C	D
Área de aço	396,73 cm ²	396,73 cm ²	396,73 cm ²	396,73 cm ²
Armadura de Cisalhamento	506 estribos φ10mm	506 estribos φ10mm	506 estribos φ10mm	506 estribos φ10mm

Fonte: Autora (2022).

Por fim, a armadura de pele foi calculada para as quatro longarinas, O Quadro 9 mostra os resultados da armadura. Os cálculos completos do dimensionamento estão no apêndice D.

Quadro 9 - Resultados das armaduras de pele das longarinas

Armadura	LONGARINA			
	A	B	C	D
Pele	20 barras φl 10mm	20 barras φl 10mm	20 barras φl 10mm	20 barras φl 10mm

Fonte: Autora (2022).

5. CONCLUSÃO

Segundo Debs e Takeya (2007), pontes em vigas destacam-se por ser as estruturas mais empregadas no Brasil. Diante da consideração dos autores, a sugestão de vigas longarinas e transversinas substituindo a seção caixão mostrou-se viável. Perante modificação da estrutura, tornou-se necessário o cálculo das cargas consideradas no viaduto, tanto as permanentes como as variáveis.

Foi possível recalcular as cargas permanentes excluindo a seção antiga que estava englobada no peso próprio e incluindo a nova seção. Para cargas variáveis/ móveis, foi aplicado o método Engesser-Courbon com base no diagrama de linha de influência também calculado, e pode-se perceber a interferência que as cargas exercem em cada ponto de cada uma das longarinas separadamente.

A proposta de uma nova seção para o viaduto, composta de vigas longarinas e transversinas, tornou-se viável devido a algumas vantagens dessa seção, justificando assim a análise da nova sugestão. O dimensionamento da longarina demonstrou que é possível a execução deste elemento estrutural tornando viável a apresentação da proposta. Aponta-se ainda neste item do trabalho algumas das vantagens da seção com vigas longarinas.

Pontes em viga destacam-se, segundo Cavalcante (2019), pela simplicidade no dimensionamento e na execução, não necessitando de equipamentos muito específicos e de difícil aquisição para montagem. O autor evidencia ainda que normalmente tem custo inferior comparado a outras seções de ponte. Frente às vantagens destacadas da ponte em viga, esse tipo de estrutura foi o escolhido para o redimensionamento do elemento longarina do viaduto.

Por fim, a seção da longarina proposta no pré-dimensionamento de 100 cm de largura por 150 cm de comprimento foi avaliada em todas as verificações do dimensionamento, validando assim a área da seção transversal escolhida e confirmando que ela pode ser aplicada para execução das vigas longarinas.

REFERÊNCIAS

- ALVES, E. V.; ALMEIDA, S. M. F.; JUDICE, F. M. S. Métodos de Análise Estrutural de Tabuleiros de Pontes em Vigas Múltiplas de Concreto Protendido. **Engevista**, v. 6, n. 2, p. 48-58, ago. 2004.
- 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**: Projetos de pontes, viadutos e passarelas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT **NBR 7188**: Cargas móveis rodoviárias e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- BALNEÁRIO CAMBORIÚ. **Projeto executivo de obra de arte especial**. v. 05. 2018. [Material disponibilizado à autora].
- BALNEÁRIO CAMBORIÚ. Secretaria de Turismo e Desenvolvimento Econômico. **Plano Municipal de Turismo de Balneário Camboriú 2015-2025**. Disponível em: https://www.bc.sc.gov.br/arquivos/conteudo_downloads/BJ6MT9RA.pdf... Acesso em: 10 fev. 2022.
- BASTOS, Paulo Sergio. **Estruturas de Concreto I: Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado à Força Cortante**. 2021. Apostila (Graduação em Engenharia Civil e Ambiental) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2021.
- BASTOS, Paulo Sergio. **Estruturas de Concreto I: Flexão Normal Simples - Vigas**. 2020. Apostila (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2020.
- BASTOS, Paulo Sergio. **Estruturas de Concreto I: Fundamentos do Concreto Armado**. 2019. Apostila (Graduação em Engenharia Civil e Ambiental) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2019.
- CAVALCANTE, G. H. F. **Pontes em concreto armado: análise e dimensionamento**. São Paulo: Ed. Blucher, 2019.
- DEBS, M. K. E.; TAKEYA, T. **Introdução as Contes de Concreto**. São Carlos: Ed. Escola de Engenharia de São Carlos, 2007.
- FILHO, J. N. S. **Trem-Tipo de Flexão para Pontes Rodoviárias com seções transversais com vigas múltiplas sem Laje Inferior**. 47 slides color. Disciplina de Pontes em Concreto Armado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. [Material de aula, acesso em 2022].
- HIBBELER, R. C. **Análise das Estruturas**. 8. Ed. São Paulo: Pearson, 2013.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Brasil Cidades. Balneário Camboriú: população. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sc/balneario-camboriu/panorama> ... Acesso em: 7 mar. 2022.

JOVEM, Tércio Pereira. **Estudo Analítico e Numérico de Repartição de Carga em Tabuleiros de Pontes Retas Com Longarinas Múltiplas de Concreto Armado**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

LEET, K. M.; UANG, C.; GILBERT, A. M. **Fundamentos da Análise Estrutural**. 3. Ed. Porto Alegre: AMGH, 2009.

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

MARTHA, L. F. **Análise de Estruturas: Conceitos e Métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

MCCORMAC, J. C. **Análise Estrutural: Usando métodos clássicos e métodos matriciais**. Tradução e Revisão técnica: Amir Kurban. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

MELO, Henaldo Sant’Ana de. **Um Estudo Comparativo entre Métodos Analíticos Clássicos e Numérico (MEF) para o Cálculo de Tabuleiro de Pontes em Grelhas**. 2016. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

MELO, Paula Rodrigues de. **Pré-dimensionamento de Estruturas de Madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

PARANHOS, R.; SOUZA, A. C. **Soldagem a arco submerso**. Rio de Janeiro: Ed. do SENAI, 1999.

PINHO F. O.; BELLEI I. H. **Pontes e Viadutos em Viga Mista**. Rio de Janeiro: Ed. IBS/CBCA, 2007.

TONIAS, D. E.; ZHAO, J. J. **Bridge Engineering: Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges**. 2. ed. New York: McGraw-Hill Professional, 2007.

APÊNDICE A – CÁLCULOS DAS CARGAS PERMANENTES

Inicialmente foram retirados os dados de carga que não se modificam para nova seção da longarina. Abaixo apresenta-se os valores do memorial de cálculo do *Viaduto Prefeito Gilberto Américo Meirinho*.

CARGAS SEPTO EXTREMIDADES

Cargas distribuídas:

- Barreira New Jersey (*gpa*) = 5,75 kN/m
- Pavimentação (*gcp*) = 4,75 kN/m

Cargas concentradas sobre apoios:

- Transversinas de Apoio: 24,50 kN
- Cortina + Placa de transição + Ala = 150 kN

Cargas concentradas nas extremidades do balanço:

- Cortina + Placa de transição = 113 kN

CARGAS SEPTO CENTRAL

Cargas distribuídas:

- Barreira New Jersey = 0 kN/m
- Pavimentação = 2,35 kN/m

Cargas concentradas sobre apoios:

- Transversinas de Apoio: 33,50 kN
- Cortina + Placa de transição + Ala = 65,57 kN

Cargas concentradas nas extremidades do balanço:

- Cortina + Placa de transição = 53,80 kN

Por questões de segurança, será usado como carga distribuída para pavimentação o maior valor (4,75kN).

Cálculo inicial da altura (h) das vigas longarinas, considerando 10% do vão.

- Seção da Longarina com vão maior: $0,10 \times 18,40 = 1,840m$

Vão entre transversina 1 e 2: 18,40 metros.

- Seção da Longarina com vão menor: $0,10 \times 10,86 = 1,086m$

Vão entre transversina 2 e 3: 10,86 metros.

A altura escolhida foi de $h=1,5m$ que está entre os valores acima calculados.

Calculou-se também a carga distribuída referente ao peso próprio da longarina e da laje.

Peso próprio longarina

$$gvp = Avp \times \gamma c$$

$$gvp = (1 \times 1,5) \times 25$$

$$gvp = 37,5 \text{ kN/m}$$

Peso próprio laje

$$glp = e \times b \text{ laje} \times \gamma c$$

$$glp = 0,12 \times 21,04 \times 25$$

$$glp = 63,12 \text{ kN/m}$$

Quadro 10 - Resumo dos valores de Peso Próprio (g)

	Peso Próprio (g)	Carga
Peso Próprio Laje	glp	63,12 kN/m
Peso Próprio Capeamento	gcp	4,75 kN/m
Peso Próprio Passeio/ Barreira NJ	gpa	5,75 kN/m
Peso Próprio Viga Longarina	gvp	37,5 kN/m

Fonte: Autora (2022)

Peso Próprio para Longarina A, B e D

$$g_{total A} = g_{total B} = g_{total D} = glp \times \frac{1}{4} + gcp \times \frac{1}{4} + gpa + gvp$$

$$g_{total A} = g_{total B} = g_{total D} = 63,12 \times \frac{1}{4} + 4,75 \times \frac{1}{4} + 5,75 + 37,5$$

$$g_{total A} = g_{total B} = g_{total D} = 60,218 \text{ kN/m}$$

Peso Próprio para Longarina C

$$g_{total C} = g_{lp} \times \frac{1}{4} + g_{cp} \times \frac{1}{4} + g_{vp}$$

$$g_{total C} = 63,12 \times \frac{1}{4} + 4,75 \times \frac{1}{4} + 37,5$$

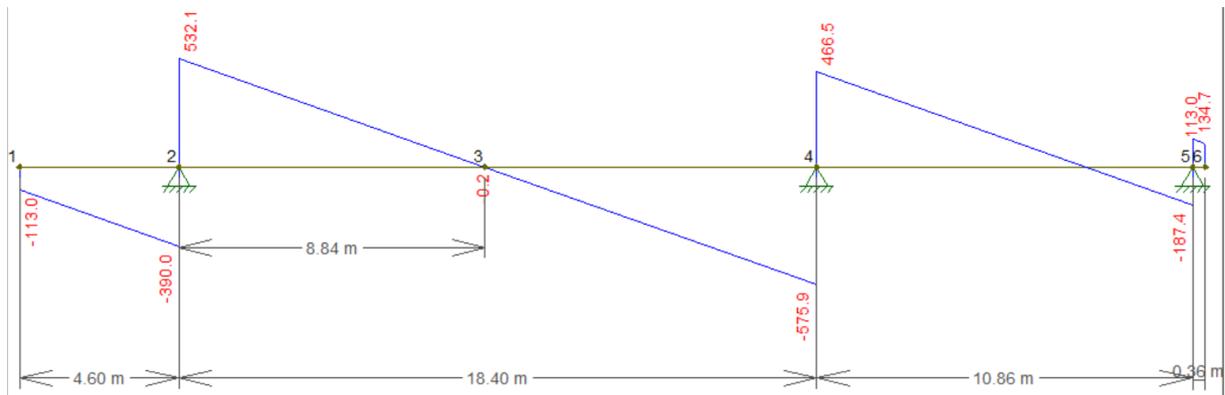
$$g_{total C} = 54,468 \text{ kN/m}$$

A longarina C é a única de valor diferente por não considerar a Barreira New Jersey.

Com todos os valores de cargas distribuídas calculados e com os valores de carga pontual dispostos pelo memorial, usou-se o programa FTool para obter o diagrama de Esforço Cortante e Momento Fletor. No programa foi inserida a seção da longarina e as cargas distribuídas e concentradas para depois gerar os diagramas, onde seus valores foram postos na planilha Excel para serem majorados.

Longarina A: Esforço Cortante (kN)

Figura 5 – Diagrama de Esforço Cortante Longarina A



Fonte: Autora (2022)

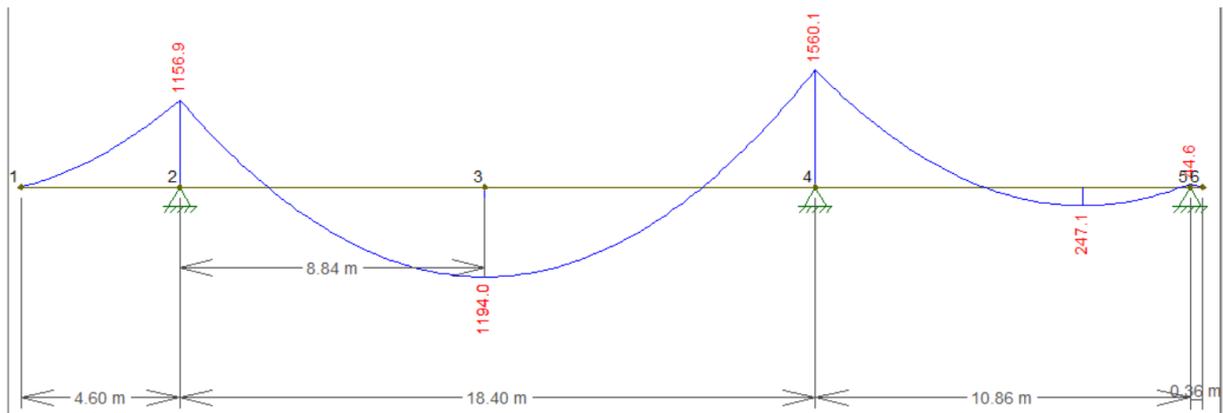
Figura 6 – Valores de Esforço Cortante da Carga Permanente Majorados para Longarina A

Carga Permanente - Longarina A					
Esforço Cortante					
Nó	Q inf (kN)	Q sup (kN)	Coeficiente Majoração	Q inf Majorado	Q sup Majorado
1	-113,00			-152,55	0
2	-390,00	532,1		-526,50	718,335
3	-575,90	466,5	1,35	-777,47	629,775
4	-187,40	134,7		-252,99	181,845
5		113		-0,00	152,55

Fonte: Autora (2022)

Longarina A: Momento Fletor (kN.m)

Figura 7 - Diagrama de Momento Fletor Longarina A



Fonte: Autora (2022)

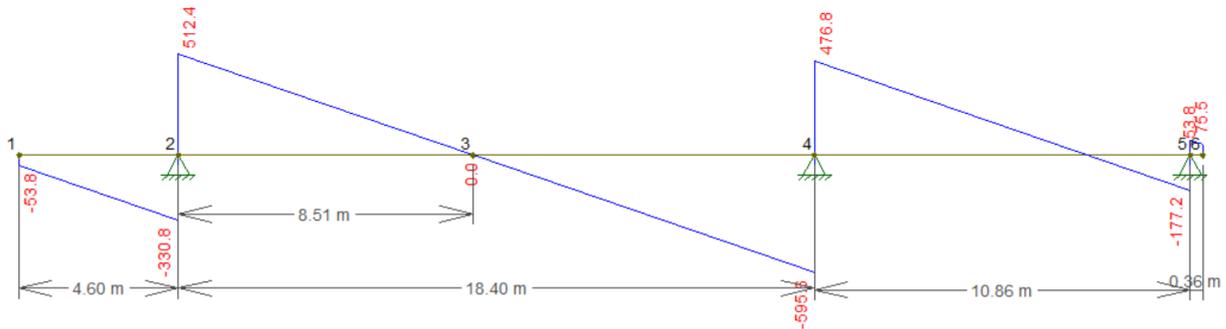
Figura 8 - Valores de Momentos Fletor da Carga Permanente Majorados para Longarina A

Carga Permanente - Longarina A					
Momento Fletor					
Nó	M inf (kN.m)	M sup (kN.m)	Coeficiente Majoração	M inf Majorado	M sup Majorado
1	-0,00	0,00		-0,00	0,00
2	-1156,90			-1561,82	0,00
Mmáx		1194,00		-0,00	1611,90
3	-1560,10		1,35	-2106,14	0,00
3 - 4		247,10		-0,00	333,59
4	-44,60			-60,21	0,00
5		0,00		-0,00	0,00

Fonte: Autora (2022)

Longarina B: Esforço Cortante (kN)

Figura 9 - Diagrama de Esforço Cortante Longarina B



Fonte: Autora (2022)

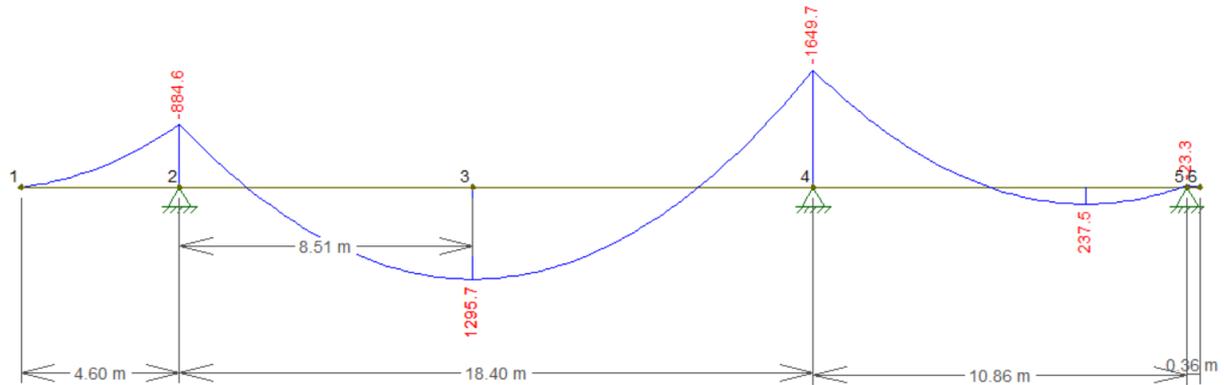
Figura 10 - Valores de Esforço Cortante da Carga Permanente Majorados para Longarina B

Carga Permanente - Longarina B					
Esforço Cortante					
Nó	Q inf (kN)	Q sup (kN)	Coeficiente Majoração	Q inf Majorado	Q sup Majorado
1	-53,80			-72,63	0,00
2	-330,80	512,40		-446,58	691,74
3	-595,60	476,80	1,35	-804,06	643,68
4	-177,20	75,50		-239,22	101,93
5		53,80		-0,00	72,63

Fonte: Autora (2022)

Longarina B: Momento Fletor (kN.m)

Figura 11 - Diagrama de Momento Fletor Longarina B



Fonte: Autora (2022)

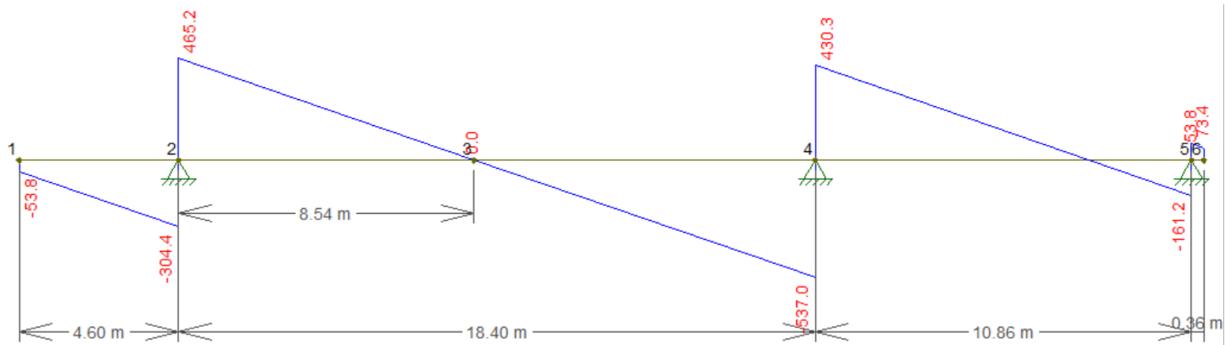
Figura 12 - Valores de Momentos Fletor da Carga Permanente Majorados para Longarina B

Carga Permanente - Longarina B					
Momento Fletor					
Nó	M inf (kN.m)	M sup (kN.m)	Coeficiente Majoração	M inf Majorado	M sup Majorado
1	-0,00	0,00		-0,00	0,00
2	-884,60			-1194,21	0,00
Mmáx		1295,70		-0,00	1749,20
3	-1649,70		1,35	-2227,10	0,00
3 - 4		237,50		-0,00	320,63
4	-23,30			-31,46	0,00
5	-0,00	0,00		-0,00	0,00

Fonte: Autora (2022)

Longarina C: Esforço Cortante (kN)

Figura 13 - Diagrama de Esforço Cortante Longarina C



Fonte: Autora (2022)

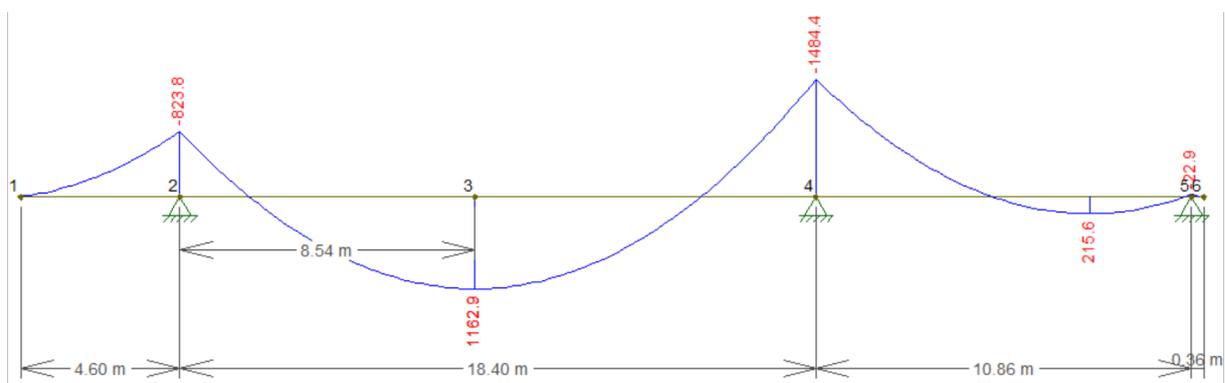
Figura 14 - Valores de Esforço Cortante da Carga Permanente Majorados para Longarina C

Carga Permanente - Longarina C					
Esforço Cortante					
Nó	Q inf (kN)	Q sup (kN)	Coefficiente Majoração	Q inf Majorado	Q sup Majorado
1	-53,80			-72,63	0,00
2	-304,40	465,20		-410,94	628,02
3	-537,00	430,30	1,35	-724,95	580,91
4	-161,20	73,40		-217,62	99,09
5		53,80		-0,00	72,63

Fonte: Autora (2022)

Longarina C: Momento Fletor (kN.m)

Figura 15 - Diagrama de Momento Fletor Longarina C



Fonte: Autora (2022)

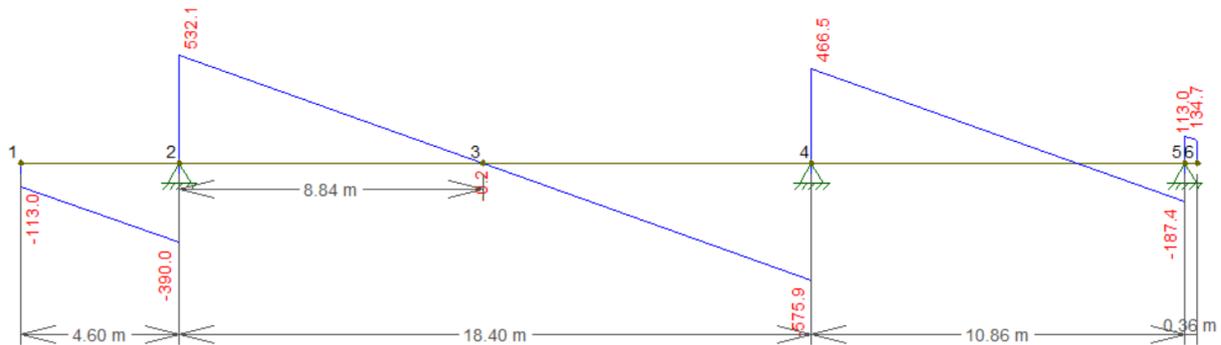
Figura 16 - Valores de Momentos Fletor da Carga Permanente Majorados para Longarina C

Carga Permanente - Longarina C					
Momento Fletor					
Nó	M inf (kN.m)	M sup (kN.m)	Coeficiente Majoração	M inf Majorado	M sup Majorado
1	-0,00	0,00	1,35	-0,00	0,00
2	-823,80			-1112,13	0,00
Mmáx		1162,90		-0,00	1569,92
3	-1484,40			-2003,94	0,00
3 - 4		215,60		-0,00	291,06
4	-22,90			-30,92	0,00
5	-0,00	0,00	-0,00	0,00	

Fonte: Autora (2022)

Longarina D: Esforço Cortante (kN)

Figura 17 - Diagrama de Esforço Cortante Longarina D



Fonte: Autora (2022)

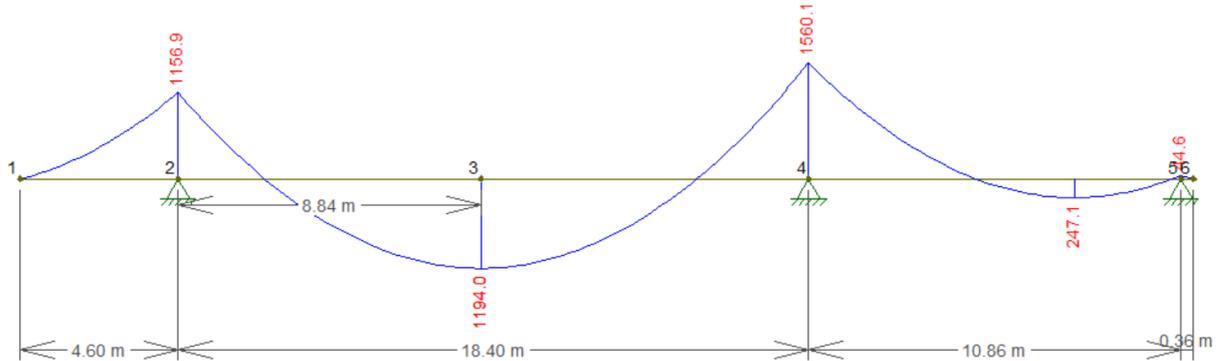
Figura 18 - Valores de Esforço Cortante da Carga Permanente Majorados para Longarina D

Carga Permanente - Longarina D					
Esforço Cortante					
Nó	Q inf (kN)	Q sup (kN)	Coeficiente Majoração	Q final (kN)	
1	-113,00		1,35	-152,55	0,00
2	-390,00	532,10		-526,50	718,34
3	-575,90	466,50		-777,47	629,78
4	-187,40	134,70		-252,99	181,85
5		113,00		-0,00	152,55

Fonte: Autora (2022)

Longarina D: Momento Fletor (kN.m)

Figura 19 - Diagrama de Momento Fletor Longarina D



Fonte: Autora (2022)

Figura 20 - Valores de Momentos Fletor da Carga Permanente Majorados para Longarina D

Carga Permanente - Longarina D				
Momento Fletor				
Nó	M inf (kN.m)	M sup (kN.m)	Coefficiente Majoração	M final (kN.m)
1	-0,00	0,00		0,00
2	-1156,90			0,00
Mmáx		1194,00		1611,90
3	-1560,10		1,35	0,00
3 - 4		247,10		333,59
4	-44,60			0,00
5		0,00		0,00

Fonte: Autora (2022)

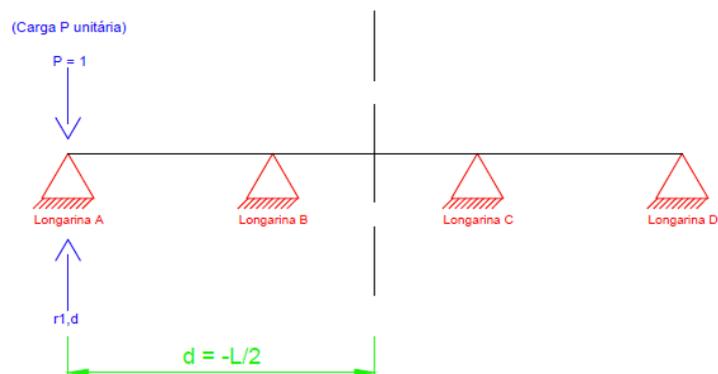
APÊNDICE B – CÁLCULOS DAS CARGAS MÓVEIS

O Trem Tipo TB-45 foi colocado encostado no guarda-roda do lado direito. Para o cálculo das cargas móveis aplicou-se o método Engesser-Courbon. Para aplicar o método, primeiro posiciona-se a carga pontual unitária “P=1” em cada um dos apoios da seção transversal da ponte (cada apoio representa uma longarina) e calcula-se o coeficiente de repartição transversal (“ri”) para cada longarina.

CÁLCULO DO COEFICIENTE DE REPARTIÇÃO TRANSVERSAL (r_i)

Longarina A ($i=1$)

Figura 21 - Carga unitária na Longarina A para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina A.



Fonte: Autora (2022)

Equação 1 – Equação do coeficiente de Repartição Transversal

$$r_1 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

Fonte: Filho (2022)

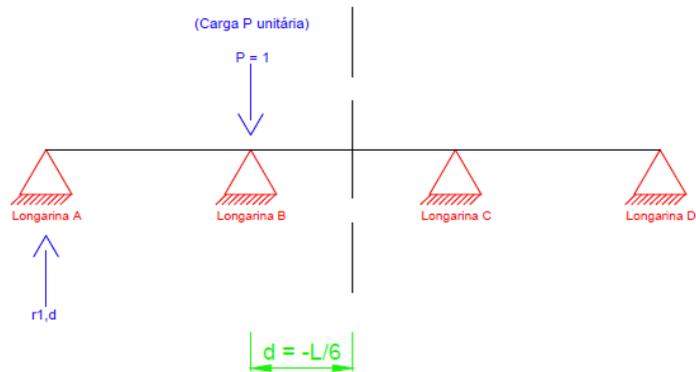
$$r_1 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 1 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{-L}{\frac{L}{2}}$$

$$r_1 = +0,70$$

Onde,

- d: distância da carga unitária até o eixo da seção;
 L: comprimento total da seção considerada;
 n: número total de longarinas e
 i: longarina em questão (1, 2, 3 ou 4).

Figura 22 - Carga unitária na Longarina B para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina A.



Fonte: Autora (2022)

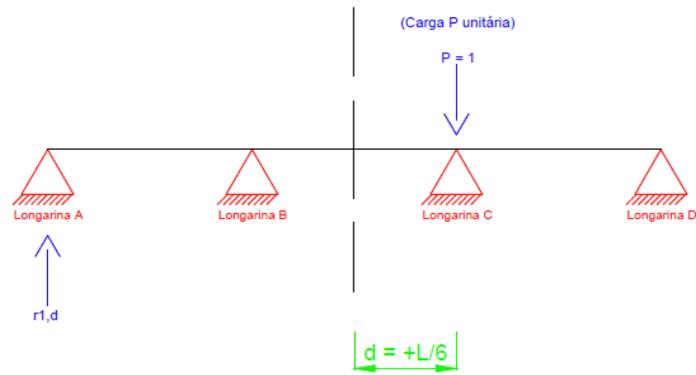
Equação 1

$$r1 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r1 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 1 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{-L}{\frac{L}{2}}$$

$$r1 = +0,40$$

Figura 23 - Carga unitária na Longarina C para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina A.



Fonte: Autora (2022)

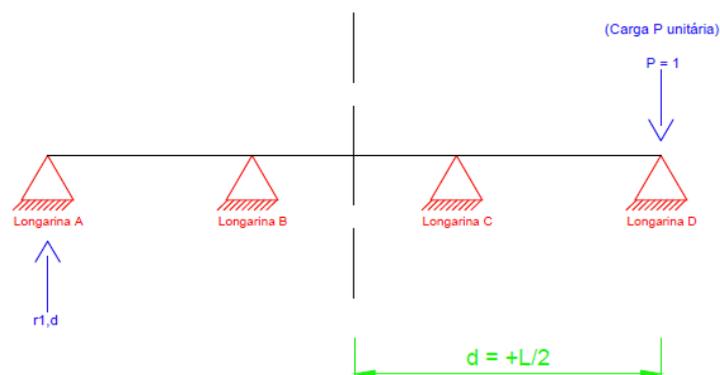
Equação 1

$$r_1 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r_1 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 1 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{+L}{\frac{L}{2}}$$

$$r_1 = +0,10$$

Figura 24 - Carga unitária na Longarina D para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina A.



Fonte: Autora (2022)

Equação 1

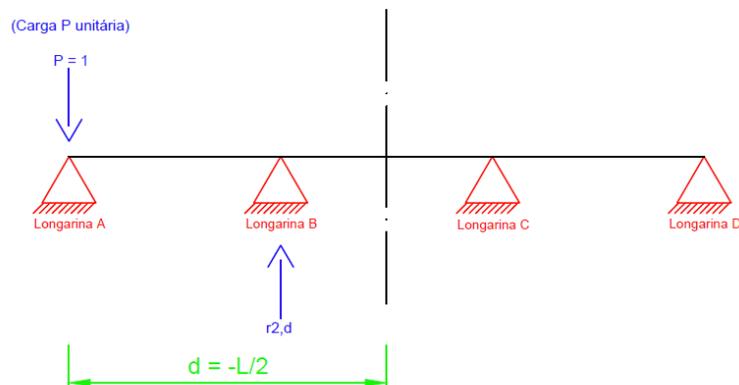
$$r_1 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r1 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 1 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{L}{2}$$

$$r1 = -0,20$$

Longarina B ($i=2$)

Figura 25 - Carga unitária na Longarina A para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina B.



Fonte: Autora (2022)

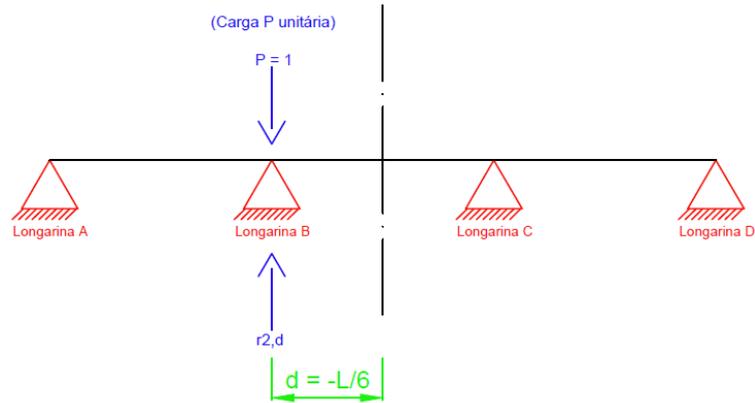
Equação 1

$$r2 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{L}$$

$$r2 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 2 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{-L}{2}$$

$$r2 = +0,40$$

Figura 26 - Carga unitária na Longarina B para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina B.



Fonte: Autora (2022)

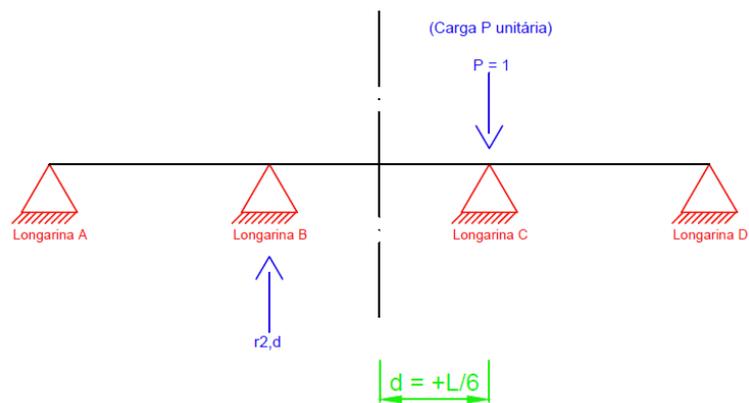
Equação 1

$$r_2 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r_2 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 2 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{-L/6}{\frac{L}{2}}$$

$$r_2 = +0,30$$

Figura 27 - Carga unitária na Longarina C para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina B.



Fonte: Autora (2022)

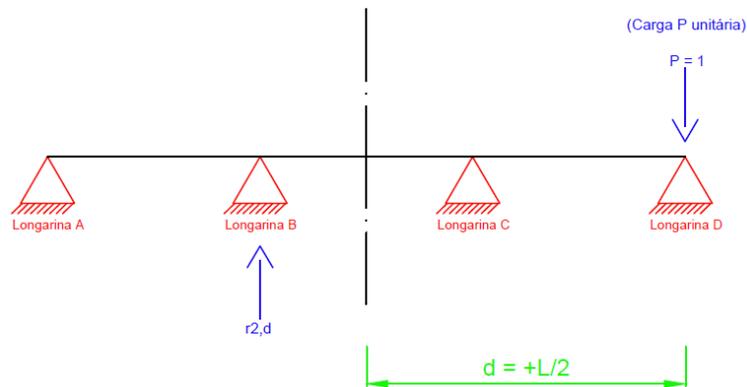
Equação 1

$$r_2 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r_2 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 2 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{\frac{+L}{6}}{\frac{L}{2}}$$

$$r_2 = +0,20$$

Figura 28 - Carga unitária na Longarina D para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina B.



Fonte: Autora (2022)

Equação 1

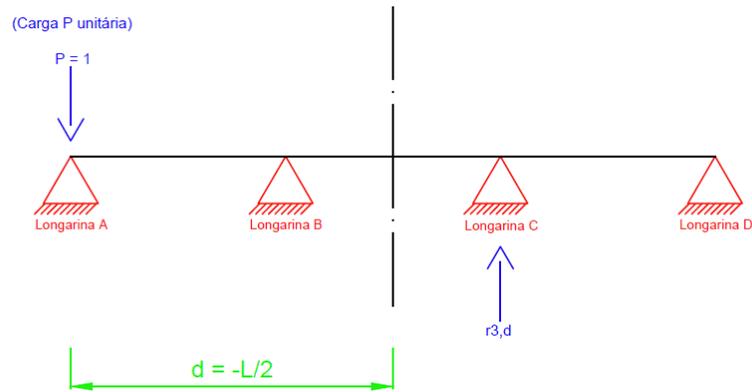
$$r_2 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r_2 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 2 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{\frac{L}{2}}{\frac{L}{2}}$$

$$r_2 = +0,10$$

Longarina C (i=3)

Figura 29 - Carga unitária na Longarina A para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina C.



Fonte: Autora (2022)

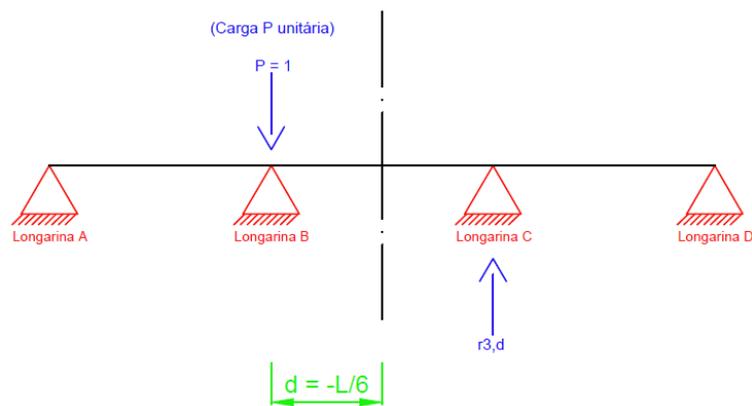
Equação 1

$$r_3 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r_3 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 3 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{-L}{\frac{L}{2}}$$

$$r_3 = +0,10$$

Figura 30 - Carga unitária na Longarina B para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina C.



Fonte: Autora (2022)

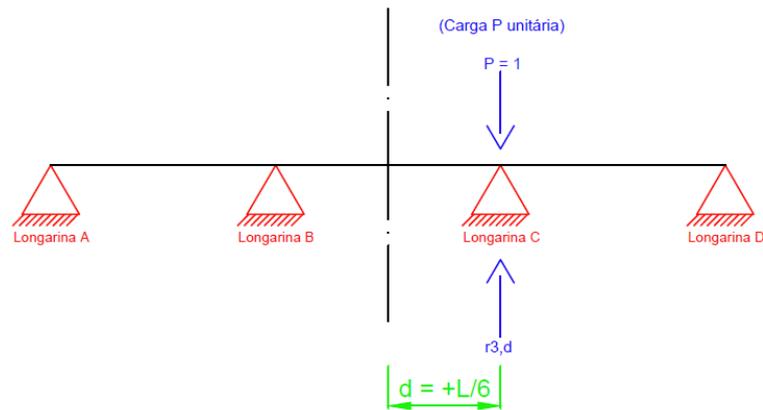
Equação 1

$$r_3 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r3 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 3 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{-L}{\frac{L}{2}}$$

$$r3 = +0,20$$

Figura 31 - Carga unitária na Longarina C para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina C.



Fonte: Autora (2022)

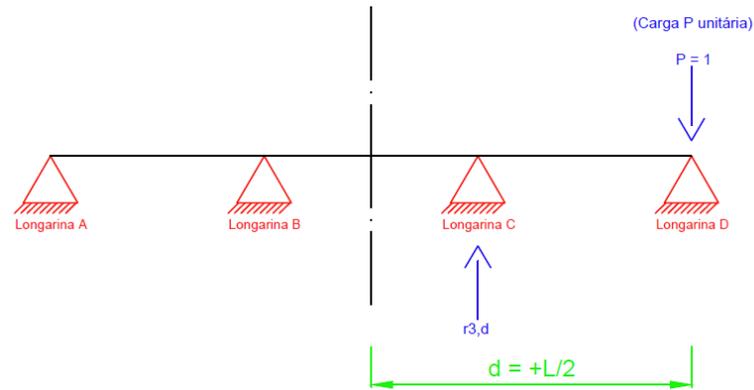
Equação 1

$$r3 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r3 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 3 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{+L}{\frac{L}{2}}$$

$$r1 = +0,30$$

Figura 32 - Carga unitária na Longarina D para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina C.



Fonte: Autora (2022)

Equação 1

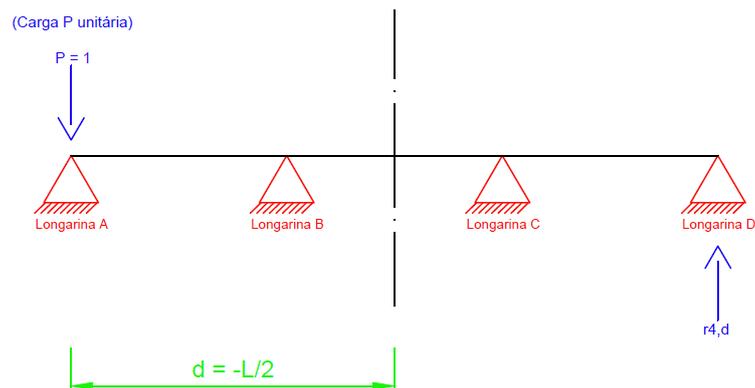
$$r_3 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r_3 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 3 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{\frac{L}{2}}{\frac{L}{2}}$$

$$r_3 = +0,40$$

Longarina D (i=4)

Figura 33 - Carga unitária na Longarina A para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina D.



Fonte: Autora (2022)

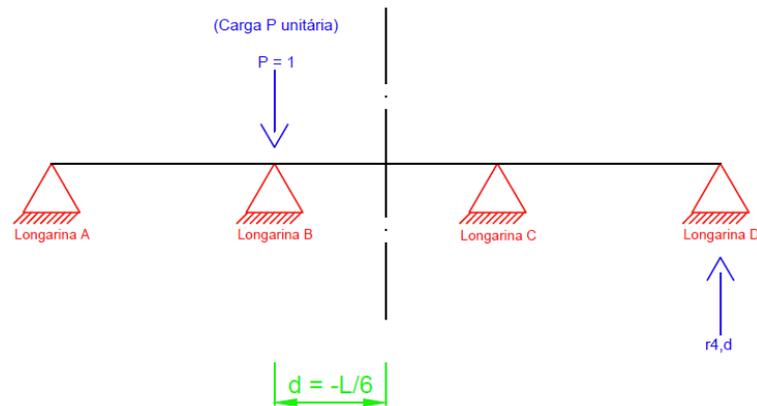
Equação 1

$$r_4 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r_4 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 4 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{-L}{\frac{L}{2}}$$

$$r_4 = -0,20$$

Figura 34 - Carga unitária na Longarina B para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina D.



Fonte: Autora (2022)

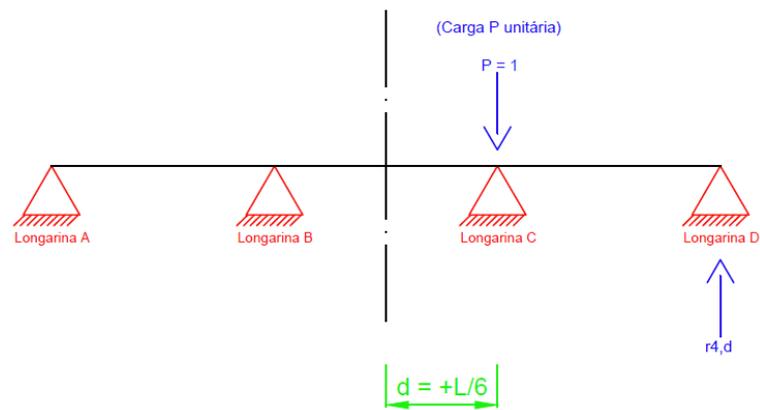
Equação 1

$$r_4 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r_4 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 4 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{-L}{\frac{L}{2}}$$

$$r_4 = +0,10$$

Figura 35 - Carga unitária na Longarina C para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina D.



Fonte: Autora (2022)

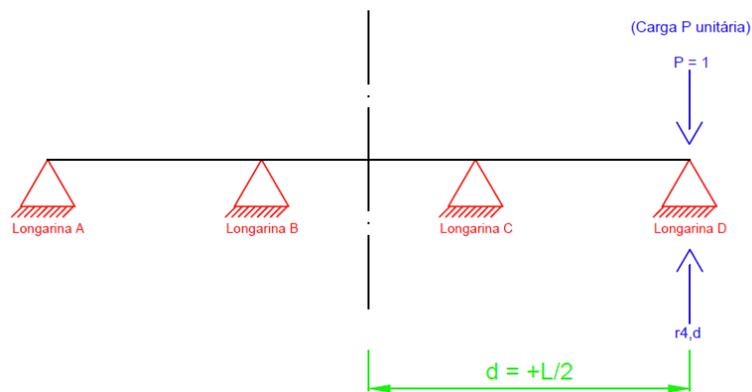
Equação 1

$$r_4 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r_4 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 4 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{+L}{\frac{L}{2}}$$

$$r_4 = +0,40$$

Figura 36 - Carga unitária na Longarina D para o cálculo do coeficiente de repartição transversal da Longarina D.



Fonte: Autora (2022)

Equação 1

$$r_4 = \frac{1}{n} + 6 \times \left(\frac{2 \times i - (n + 1)}{2 \times n \times (n + 1)} \right) \times \frac{d}{\frac{L}{2}}$$

$$r_4 = \frac{1}{4} + 6 \times \left(\frac{2 \times 4 - (4 + 1)}{2 \times 4 \times (4 + 1)} \right) \times \frac{L}{2}$$

$$r_4 = +0,70$$

Posteriormente monta-se a linha de Influência para os valores do coeficiente de repartição transversal (r_i) obtidos e alguns valores adicionais da linha calculados. Estes valores adicionais calculados foram encontrados através da equação da reta que rege a linha. Posicionou-se o trem tipo TB-45 do lado direito e através das distâncias no eixo das abscissas obteve-se os valores adicionais que são da posição das rodas, extremidades dos carros e extremidade da seção.

LINHA DE INFLUÊNCIA (L.I)

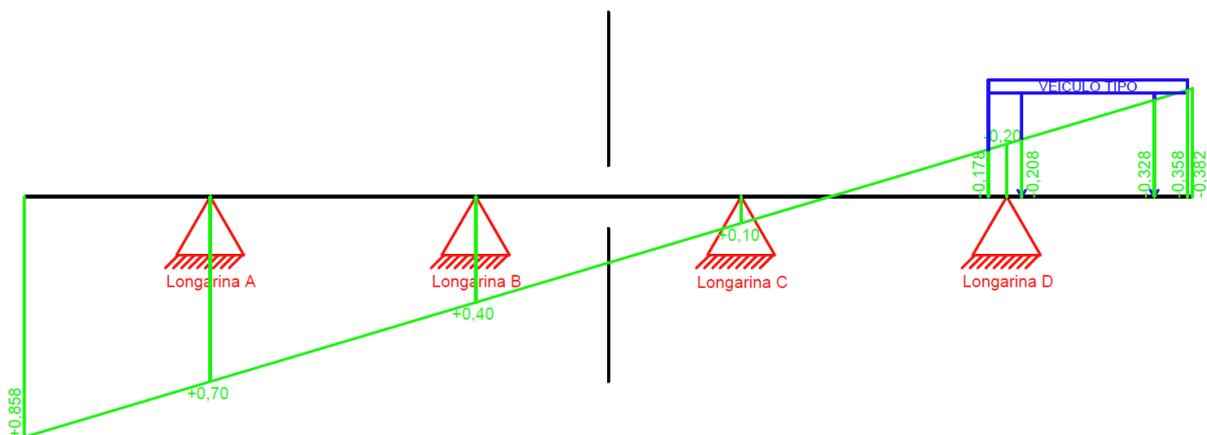
Longarina A ($i=1$)

Equação 2 – Equação da reta para Longarina A

$$y = -0,06x + 0,88$$

Fonte: Autora (2022)

Figura 37 - Linha de Influência para Cargas Móveis da Longarina A



Fonte: Autora (2022)

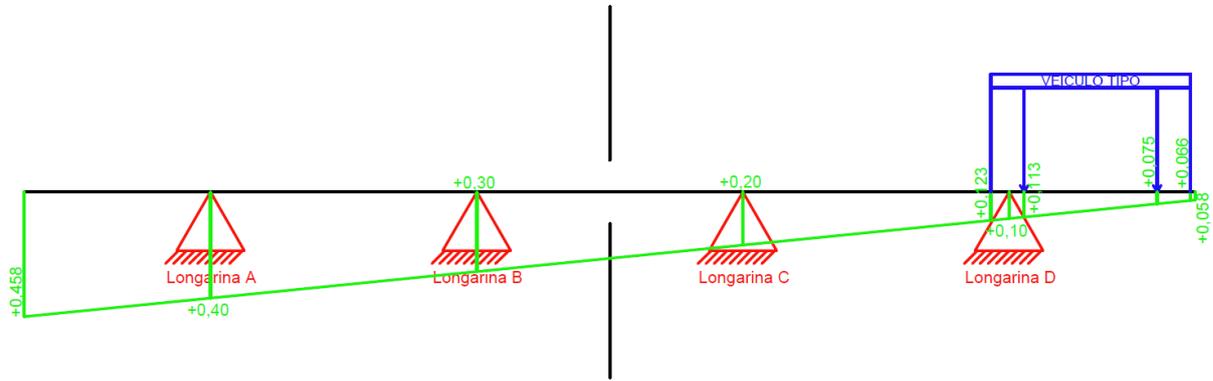
Longarina B ($i=2$)

Equação 3 - Equação da reta para Longarina B

$$y = -0,019x + 0,458$$

Fonte: Autora (2022)

Figura 38 - Linha de Influência para Cargas Móveis da Longarina B



Fonte: Autora (2022)

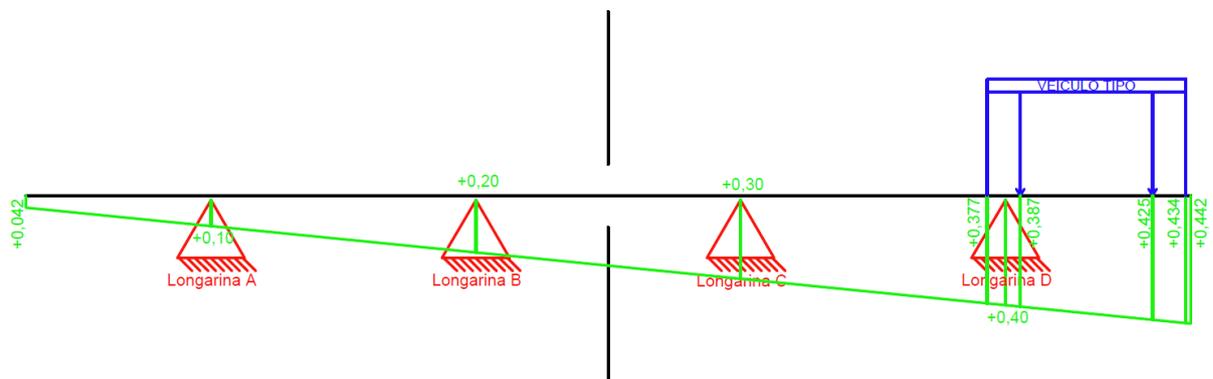
Longarina C ($i=3$)

Equação 4 - Equação da reta para Longarina C

$$y = 0,019x + 0,042$$

Fonte: Autora (2022)

Figura 39 - Linha de Influência para Cargas Móveis da Longarina C



Fonte: Autora (2022)

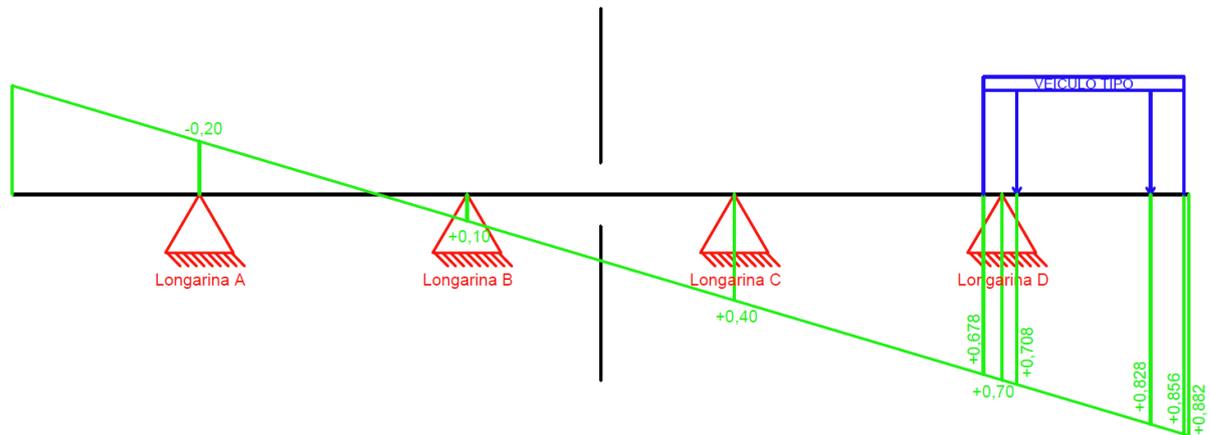
Longarina D ($i=4$)

Equação 5 - Equação da reta para Longarina D

$$y = 0,06x - 0,382$$

Fonte: Autora (2022)

Figura 40 - Linha de Influência para Cargas Móveis da Longarina D



Fonte: Autora (2022)

Os valores da Linha de Influência são usados para calcular as cargas que serão postas no FTool. O programa deu como resultado os diagramas de momento fletor e esforço cortante, que foram majorados nas planilhas excel e depois utilizados para o cálculo final das cargas totais.

CÁLCULOS DAS CARGAS R_p , R_{p1} e R_{p2}

Longarina A ($i=1$)

$$R_{p1} = 5 \times \left(\frac{16,36 \times 0,858}{2} \right)$$

$$R_{p1} = 35,09 \text{ kN/m}$$

A parte negativa da Linha de Influência provoca um alívio nas solicitações da viga, por este motivo a parte negativa da reação transversal não é carregada, ou seja, R_p e R_{p2} não são considerados aqui.

Longarina B ($i=2$)

$$R_p = 75 \times (0,113) + 75 \times (0,075)$$

$$Rp = 14,10 \text{ kN}$$

$$Rp1 = 5 \times \left(\frac{17,64 \times (0,458 + 0,123)}{2} + \frac{0,40 \times (0,066 + 0,058)}{2} \right)$$

$$Rp1 = 25,75 \text{ kN/m}$$

$$Rp2 = 5 \times \left(\frac{3 \times (0,123 + 0,066)}{2} \right)$$

$$Rp2 = 1,42 \text{ kN/m}$$

Longarina C (i=3)

$$Rp = 75 \times (0,387) + 75 \times (0,425)$$

$$Rp = 60,88 \text{ kN}$$

$$Rp1 = 5 \times \left(\frac{17,64 \times (0,042 + 0,377)}{2} + \frac{0,40 \times (0,434 + 0,442)}{2} \right)$$

$$Rp1 = 19,35 \text{ kN/m}$$

$$Rp2 = 5 \times \left(\frac{3 \times (0,377 + 0,434)}{2} \right)$$

$$Rp2 = 6,08 \text{ kN/m}$$

Longarina D (i=4)

$$Rp = 75 \times (0,708) + 75 \times (0,828)$$

$$Rp = 115,20 \text{ kN}$$

$$Rp1 = 5 \times \left(\frac{11,31 \times (0,678)}{2} + \frac{0,40 \times (0,856 + 0,882)}{2} \right)$$

$$Rp1 = 20,91 \text{ kN/m}$$

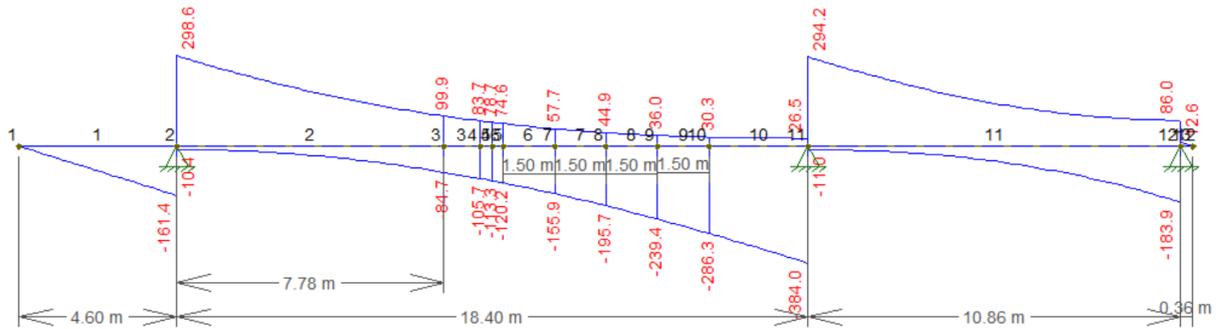
$$Rp2 = 5 \times \left(\frac{3 \times (0,678 + 0,856)}{2} \right)$$

$$Rp2 = 11,51 \text{ kN/m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR E ESFORÇO CORTANTE NO FTOOL E PLANILHAS EXCEL COM VALORES DE CARGA MÓVEL MAJORADAS

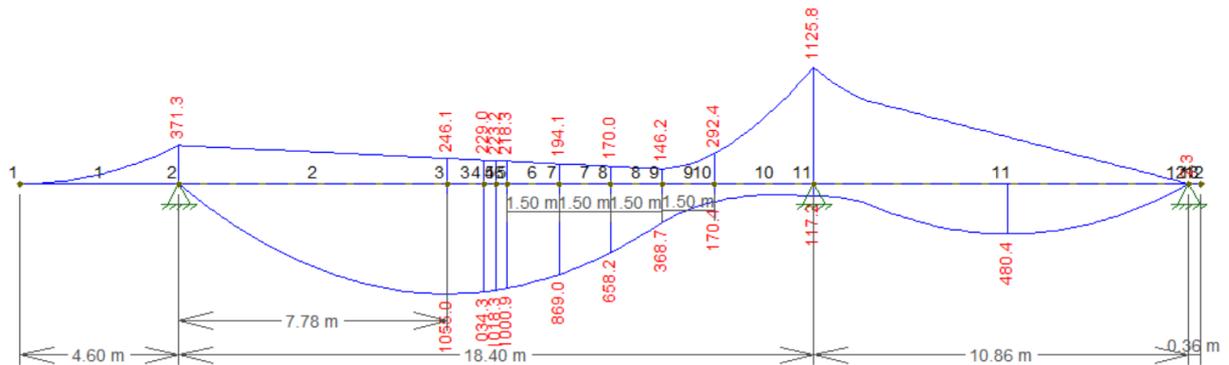
Longarina A ($i=1$)

Figura 41 - Diagrama de Esforço Cortante referente as cargas móveis para longarina A



Fonte: Autora (2022)

Figura 42 - Diagrama de Momento Fletor referente as cargas móveis para longarina A



Fonte: Autora (2022)

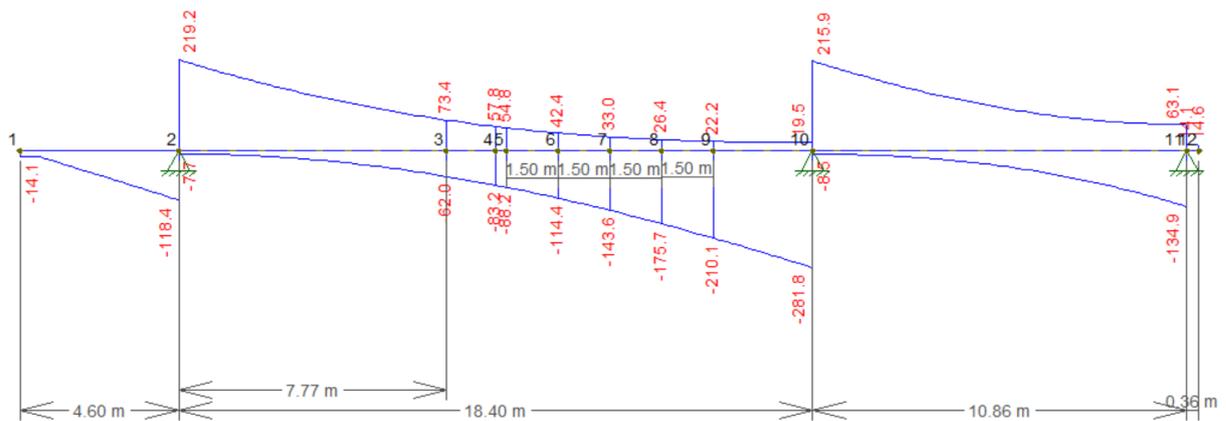
Figura 43 - Planilha Excel com valores majorados de Esforço Cortante e Momento Fletor referentes a Carga Móvel para longarina A

Carga MÓVEL Majorada - LONGARINA A					
Nó	Q inferior	Q superior	Nó	M inferior	M superior
1	0,00	0,00	1	0,00	0,00
2	-270,95	501,27	2	-623,32	0,00
3	-190,20	132,12	Mmáx CM	0,00	1771,25
4	-201,79	125,23	3	-374,70	1709,81
5	-261,72	96,86	4	-366,30	1680,43
6	-328,53	75,38	5	-325,68	1459,17
7	-401,89	60,44	6	-285,22	1105,29
8	-480,63	50,87	7	-245,10	619,29
9	-644,64	493,89	8	-490,53	286,06
10	-308,72	144,37	9	-1889,77	196,75
11	0,00	0,00	9 - 10	0,00	806,47
			10	-3,86	0,00
			11	0,00	0,00

Fonte: Autora (2022)

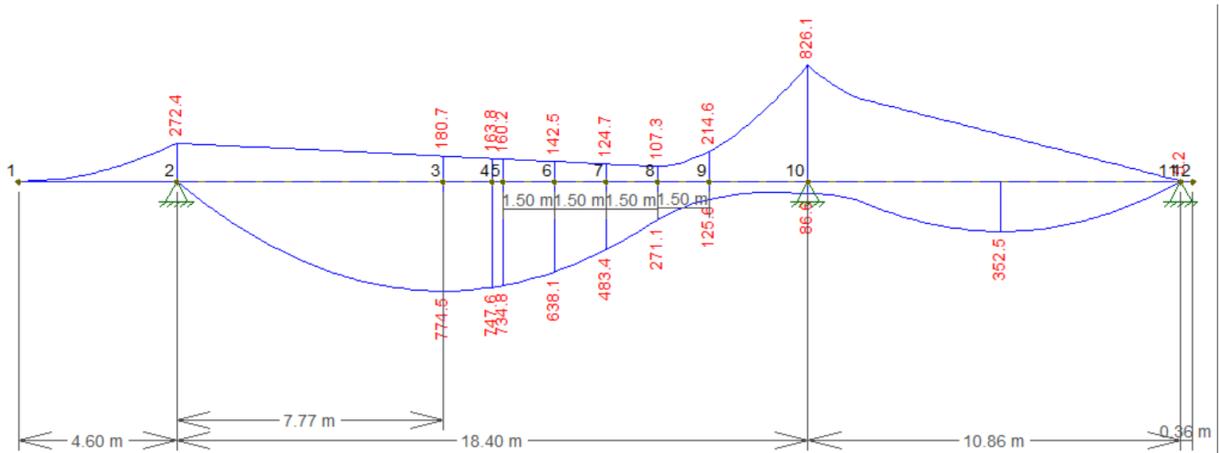
Longarina B ($i=2$)

Figura 44 - Diagrama de Esforço Cortante referente as cargas móveis para longarina B



Fonte: Autora (2022)

Figura 45 - Diagrama de Momento Fletor referente as cargas móveis para longarina B



Fonte: Autora (2022)

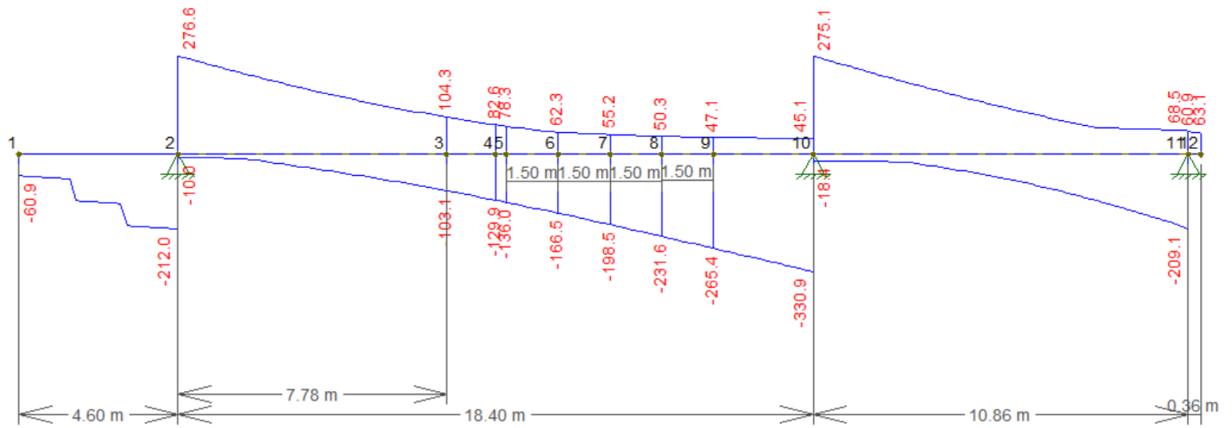
Figura 46 - Planilha Excel com valores majorados de Esforço Cortante e Momento Fletor referentes a Carga Móvel para longarina B

Carga MÓVEL Majorada - LONGARINA B						
Nó	Q inferior	Q superior		Nó	M inferior	M superior
1	-23,67	0,00		1	0,00	0,00
2	-198,76	367,98		2	-457,29	0,00
3	-139,67	97,03		Mmáx CM	0,00	1300,02
4	-148,07	92,00		3	-274,98	1255,03
5	-192,05	71,18		4	-268,94	1233,55
6	-241,07	55,40		5	-239,22	1071,21
7	-294,96	44,32		6	-209,51	811,51
8	-352,71	37,27		7	-180,13	454,94
9	-473,07	362,44		8	-360,26	210,85
10	-226,46	105,93		9	-1386,65	145,38
11	0,00	23,67		9 - 10	0,00	591,76
				10	-8,73	0,00
				11	0,00	0,00

Fonte: Autora (2022)

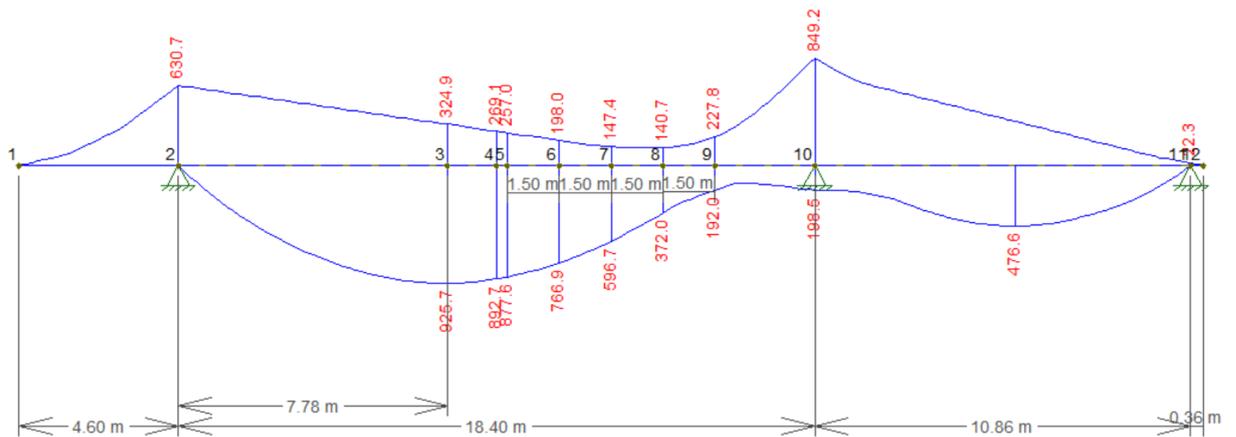
Longarina C ($i=3$)

Figura 47 - Diagrama de Esforço Cortante referente as cargas móveis para longarina C



Fonte: Autora (2022)

Figura 48 - Diagrama de Momento Fletor referente as cargas móveis para longarina C



Fonte: Autora (2022)

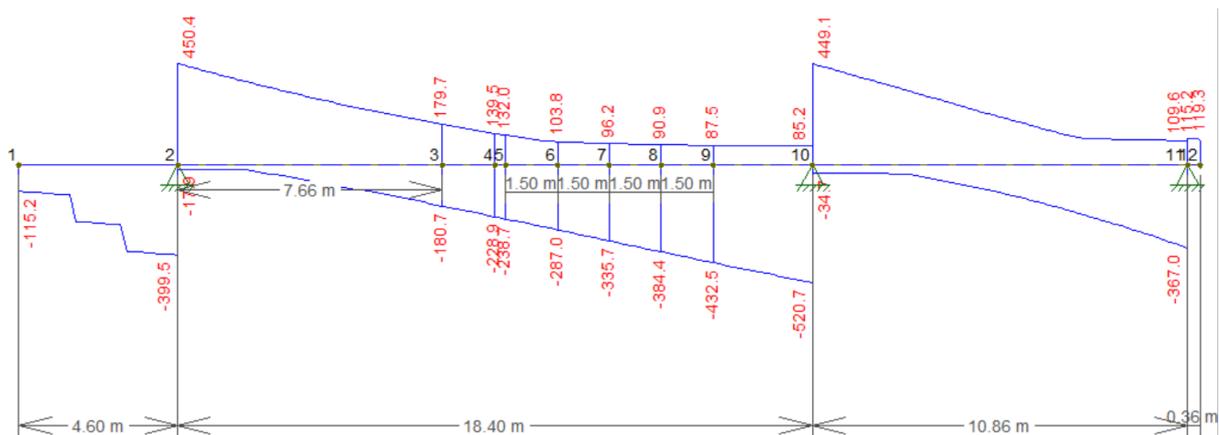
Figura 49 - Planilha Excel com valores majorados de Esforço Cortante e Momento Fletor referentes a Carga Móvel para longarina C

Carga MÓVEL Majorada - LONGARINA C					
Nó	Q inferior	Q superior	Nó	M inferior	M superior
1	-102,24	0,00	1	0,00	0,00
2	-355,90	464,34	2	-1058,79	0,00
3	-218,07	138,66	Mmáx CM	0,00	1554,02
4	-228,31	131,45	3	-451,75	1498,62
5	-279,51	104,59	4	-431,44	1473,27
6	-333,23	92,67	5	-332,39	1287,43
7	-388,80	84,44	6	-247,45	1005,07
8	-445,54	79,07	7	-236,20	624,50
9	-555,50	461,82	8	-382,42	322,32
10	-351,03	114,99	9	-1425,59	333,23
11	0,00	102,24	9 - 10	0,00	800,09
			10	-37,44	0,00
			11	0,00	0,00

Fonte: Autora (2022)

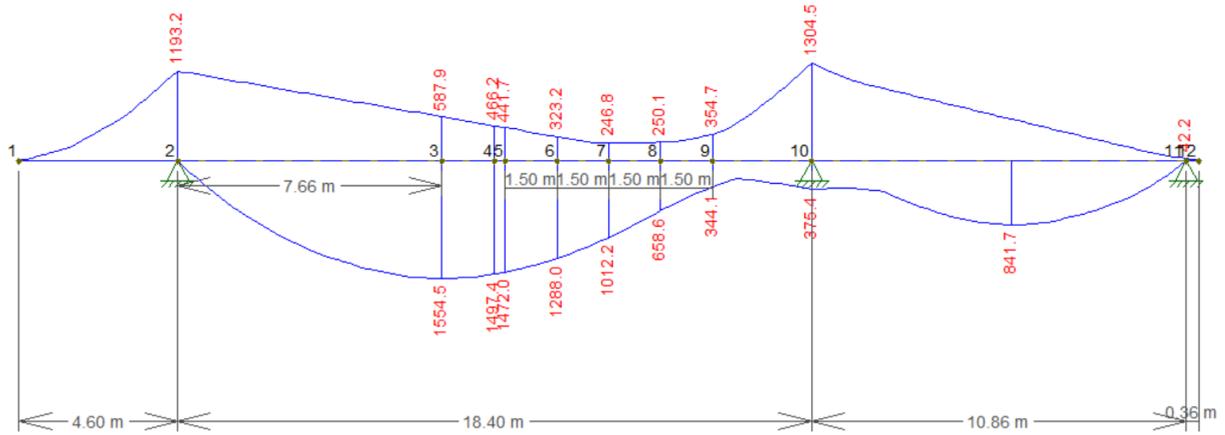
Longarina D ($i=4$)

Figura 50 - Diagrama de Esforço Cortante referente as cargas móveis para longarina D



Fonte: Autora (2022)

Figura 51 - Diagrama de Momento Fletor referente as cargas móveis para longarina D



Fonte: Autora (2022)

Figura 52 - Planilha Excel com valores majorados de Esforço Cortante e Momento Fletor referentes a Carga Móvel para longarina D

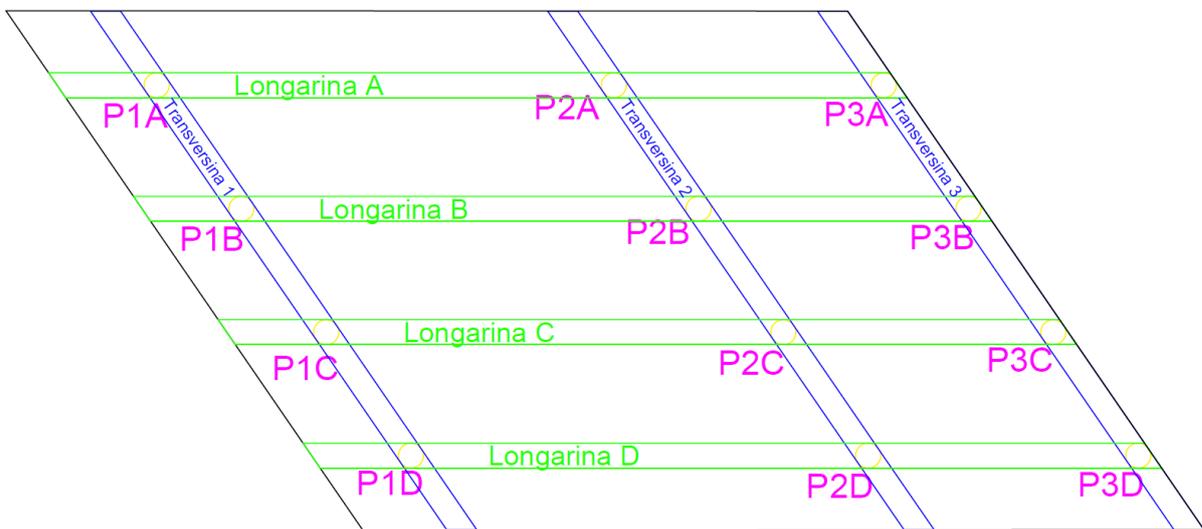
Carga MÓVEL Majorada - LONGARINA D						
Nó	Q inferior	Q superior		Nó	M inferior	M superior
1	-193,39	0,00		1	0,00	0,00
2	-670,66	756,11		2	-2003,08	0,00
3	-384,27	234,19		Mmáx CM	0,00	2609,45
4	-400,72	221,60		3	-782,63	2513,76
5	-481,80	174,25		4	-741,50	2471,12
6	-563,56	161,50		5	-542,57	2162,23
7	-645,31	152,60		6	-414,32	1699,23
8	-726,06	146,89		7	-419,86	1105,62
9	-874,13	753,93		8	-595,45	577,66
10	-616,10	200,27		9	-2189,93	630,20
11	0,00	193,39		9 - 10	0,00	1413,00
				10	-70,84	0,00
				11	0,00	0,00

Fonte: Autora (2022)

APÊNDICE C – CARGAS TOTAIS (PERMANENTE+MÓVEIS)

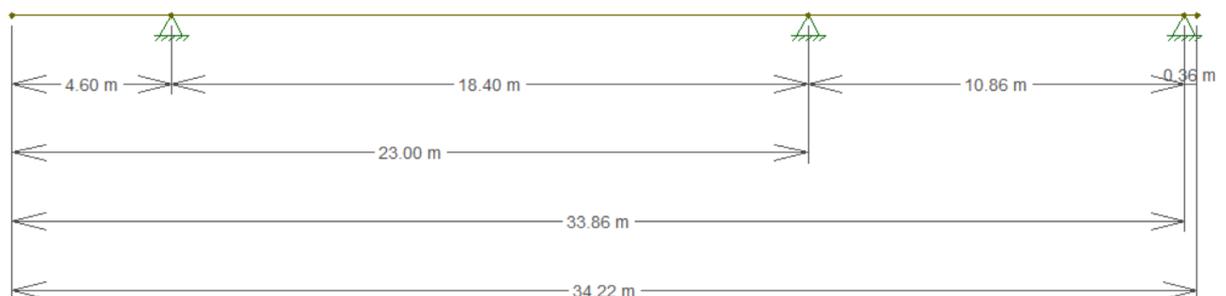
Com as cargas permanentes e móveis definidas, é possível determinar as cargas totais e gerar o gráfico dessas cargas. Para isso considerou-se alguns pontos de relevância dentre todos os valores obtidos nos diagramas do FTool. Para o Esforço cortante considerou-se *Extremidade Esquerda da longarina, Transversina 1, Transversina 2, Transversina 3 e Extremidade Direita da Longarina*.

Figura 53 - Representação do local das longarinas, transversinas e pilares no viaduto.



Fonte: Autora (2022)

Figura 54 - Seção Longitudinal da Ponte



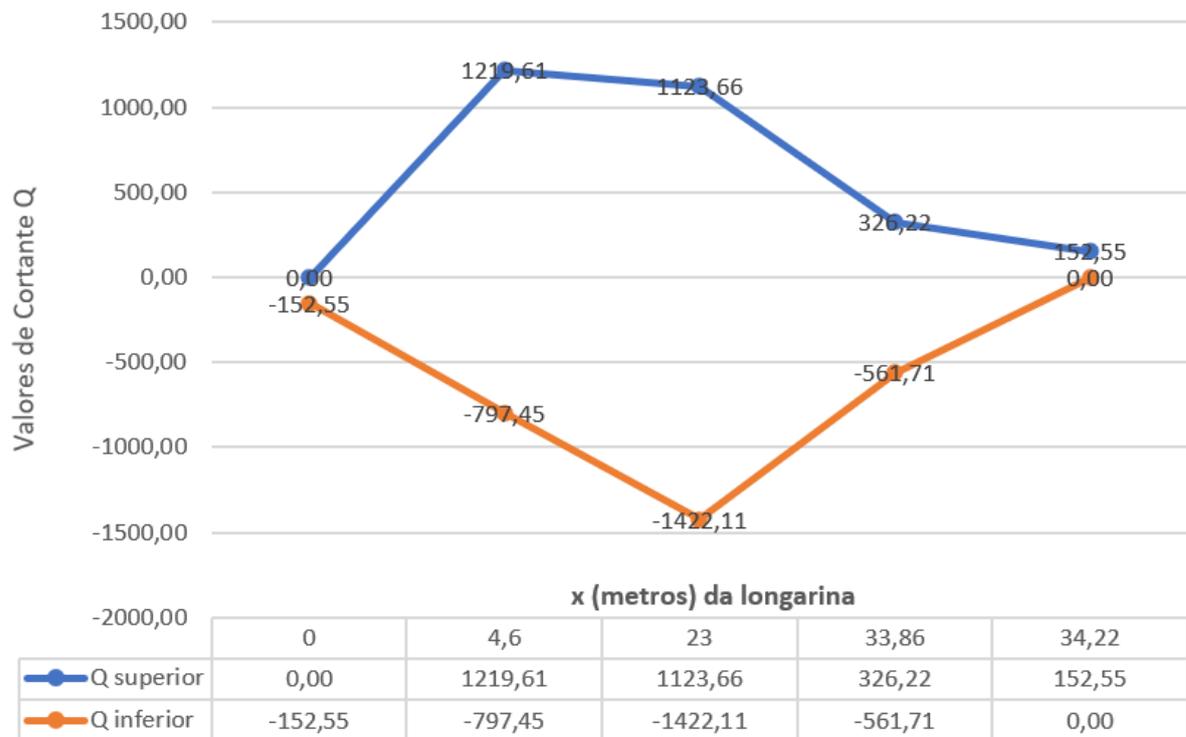
Fonte: Autora (2022)

LONGARINA A

Figura 55 - Valores de **Esforço Cortante TOTAL** (kN)

Carga		Longarina A				
		Extremidade Esquerda	Tranversina 1	Tranversina 2	Tranversina 3	Extremidade Direita
Permanentes	Q sup	0,00	718,34	629,78	181,85	152,55
	Q inf	-152,55	-526,50	-777,47	-252,99	0,00
Móveis	Q sup	0,00	501,27	493,89	144,37	0,00
	Q inf	0	-270,95025	-644,64	-308,722125	0
TOTAL Q sup		0,00	1219,61	1123,66	326,22	152,55
TOTAL Q inf		-152,55	-797,45	-1422,11	-561,71	0,00

Fonte: Autora (2022)

Figura 56 - Gráfico para Valores de **Esforço Cortante TOTAL** (kN)

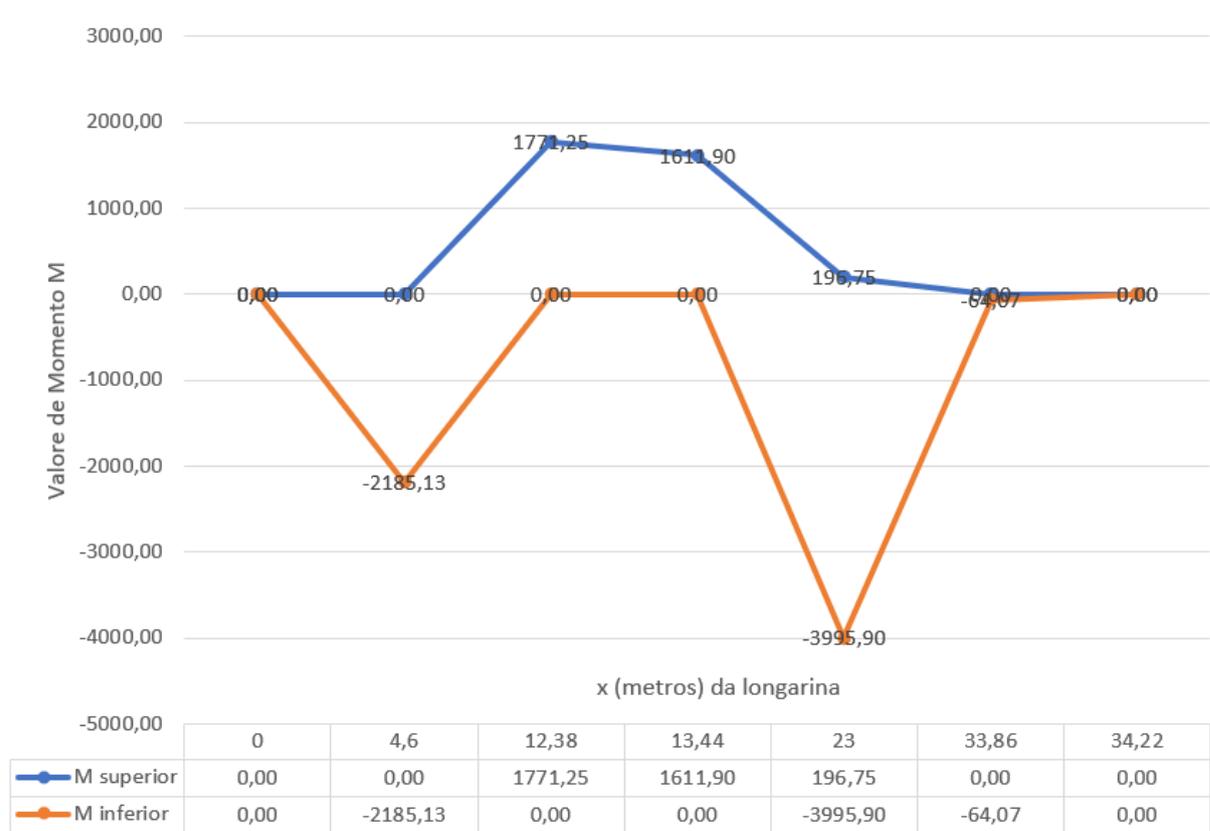
Fonte: Autora (2022)

Figura 57 - Valores de **Momento Fletor TOTAL** (kN.m)

Carga		Longarina A						
		Extremidade Esquerda	Tranversina 1	Mmáx CM	Mmáx CP	Tranversina 2	Tranversina 3	Extremidade Direita
Permanentes	M sup	0,00	0,00		1611,90	0,00	0,00	0,00
	M inf	0,00	-1561,82		0,00	-2106,14	-60,21	0,00
Móveis	M sup	0,00	0,00	1771,25		196,75	0,00	0,00
	M inf	0	-623,319875	0,00		-1889,76888	-3,861125	0
TOTAL M sup		0,00	0,00	1771,25	1611,90	196,75	0,00	0,00
TOTAL M inf		0,00	-2185,13	0,00	0,00	-3995,90	-64,07	0,00

Fonte: Autora (2022)

Figura 58 - Gráfico para Valores de **Momento Fletor TOTAL** (kN.m)



Fonte: Autora (2022)

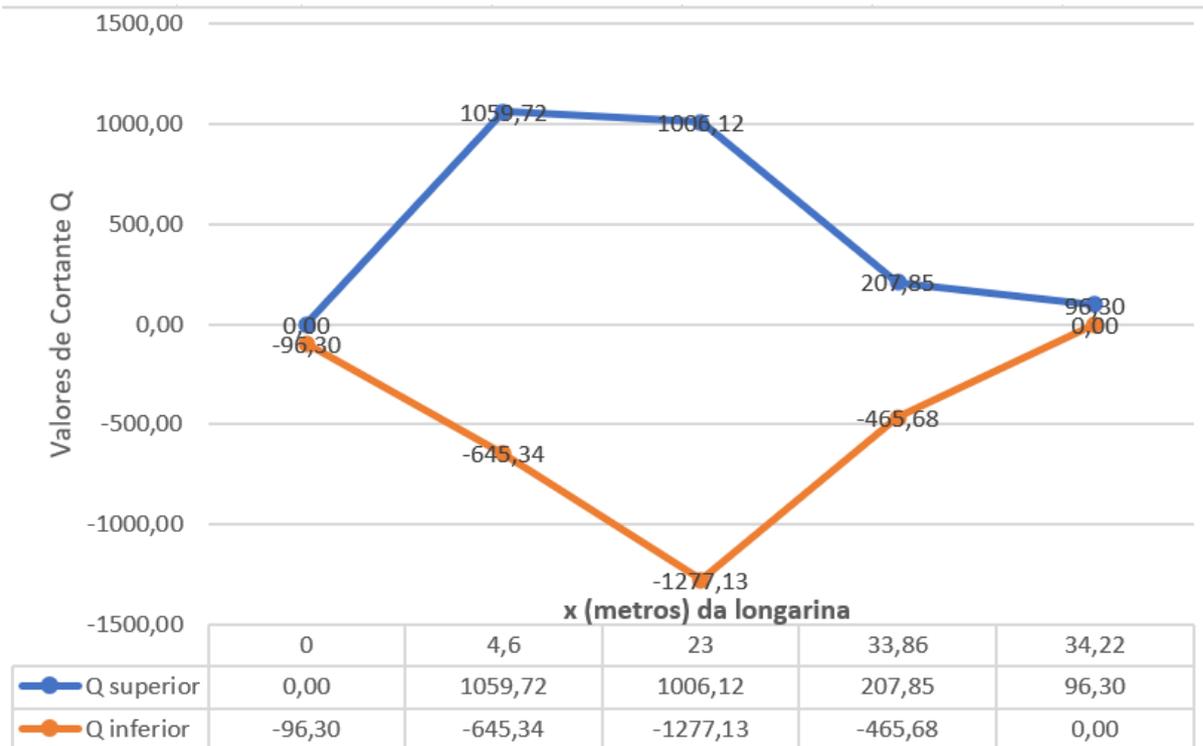
LONGARINA B

Figura 59 - Valores de **Esforço Cortante TOTAL** (kN)

Longarina B						
Carga		Extremidade Esquerda	Tranversina 1	Tranversina 2	Tranversina 3	Extremidade Direita
Permanentes	Q sup	0,00	691,74	643,68	101,93	72,63
	Q inf	-72,63	-446,58	-804,06	-239,22	0,00
Móveis	Q sup	0,00	367,98	362,44	105,93	23,67
	Q inf	-23,670375	-198,764	-473,07175	-226,463375	0
TOTAL Q sup		0,00	1059,72	1006,12	207,85	96,30
TOTAL Q inf		-96,30	-645,34	-1277,13	-465,68	0,00

Fonte: Autora (2022)

Figura 60 - Gráfico para Valores de **Esforço Cortante TOTAL** (kN)



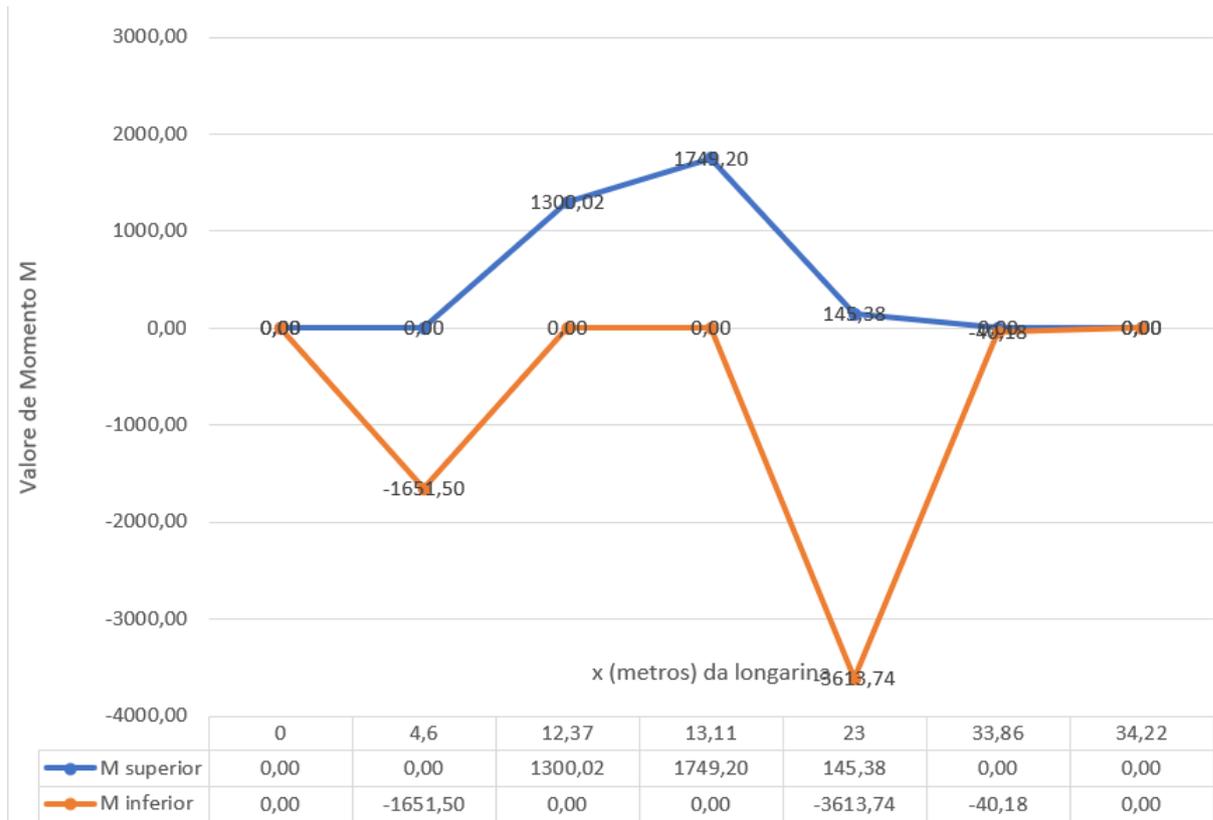
Fonte: Autora (2022)

Figura 61 - Valores de **Momento Fletor TOTAL** (kN.m)

Longarina B								
Carga		Extremidade Esquerda	Tranversina 1	Mmáx CM	Mmáx CP	Tranversina 2	Tranversina 3	Extremidade Direita
Permanentes	M sup	0,00	0,00		1749,20	0,00	0,00	0,00
	M inf	0,00	-1194,21		0,00	-2227,10	-31,46	0,00
Móveis	M sup	0,00	0,00	1300,02		145,38	0,00	0,00
	M inf	0	-457,2915	0,00		-1386,6475	-8,7295	0
TOTAL M sup		0,00	0,00	1300,02	1749,20	145,38	0,00	0,00
TOTAL M inf		0,00	-1651,50	0,00	0,00	-3613,74	-40,18	0,00

Fonte: Autora (2022)

Figura 62 - Gráfico para Valores de **Momento Fletor TOTAL** (kN.m)



Fonte: Autora (2022)

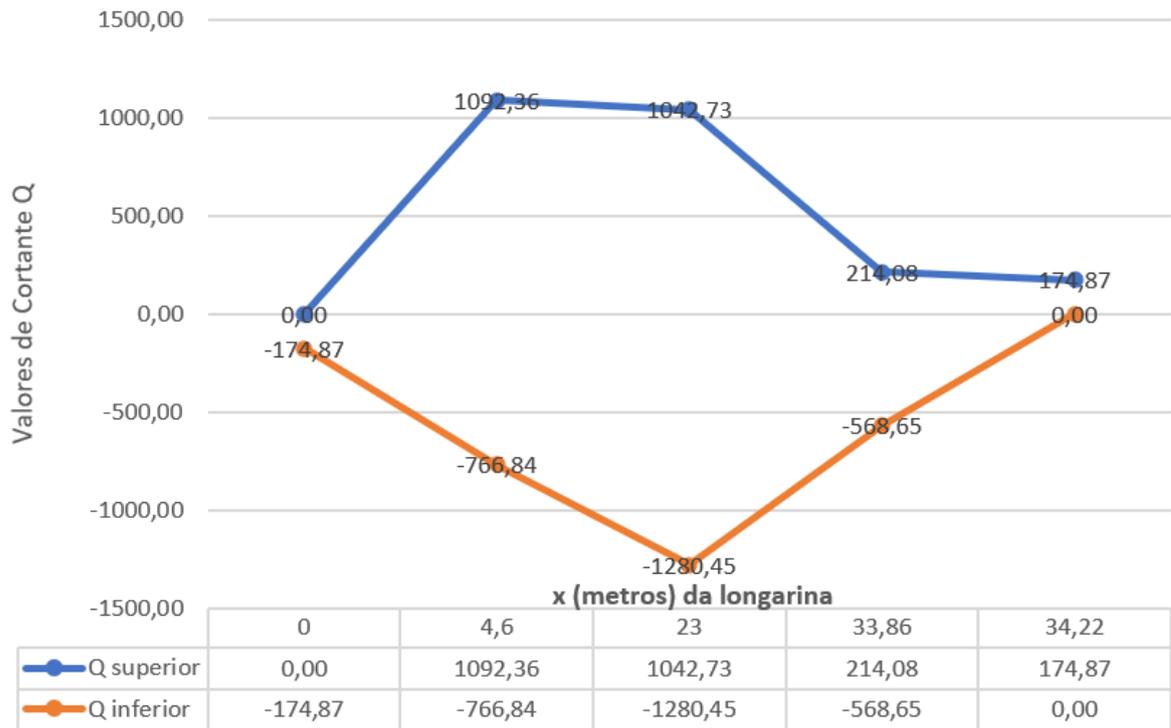
LONGARINA C

Figura 63 - Valores de **Esforço Cortante TOTAL** (kN)

Carga		Longarina C				
		Extremidade Esquerda	Tranversina 1	Tranversina 2	Tranversina 3	Extremidade Direita
Permanentes	Q sup	0,00	628,02	580,91	99,09	72,63
	Q inf	-72,63	-410,94	-724,95	-217,62	0,00
Móveis	Q sup	0,00	464,34	461,82	114,99	102,24
	Q inf	-102,235875	-355,895	-555,498375	-351,026625	0
TOTAL Q sup		0,00	1092,36	1042,73	214,08	174,87
TOTAL Q inf		-174,87	-766,84	-1280,45	-568,65	0,00

Fonte: Autora (2022)

Figura 64 - Gráfico para Valores de **Esforço Cortante TOTAL** (kN)



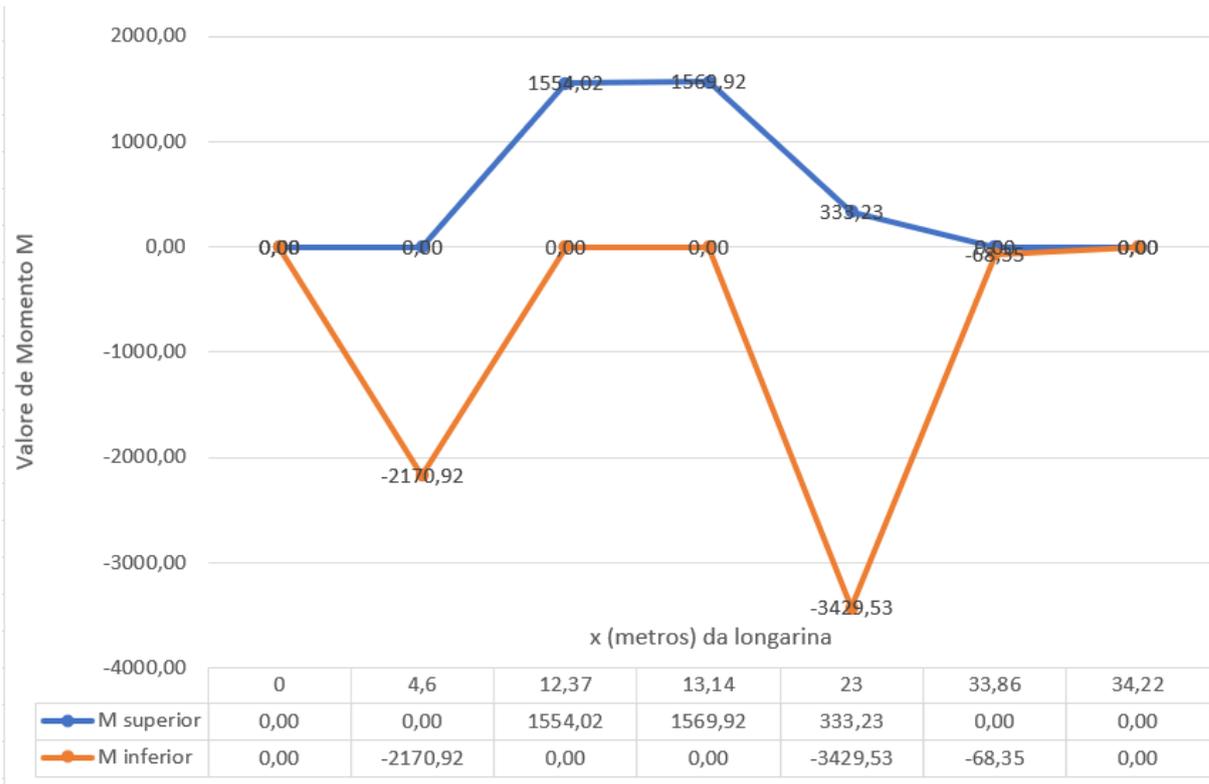
Fonte: Autora (2022)

Figura 65 - Valores de **Momento Fletor TOTAL** (kN.m)

Carga		Longarina C						
		Extremidade Esquerda	Tranversina 1	Mmáx CM	Mmáx CP	Tranversina 2	Tranversina 3	Extremidade Direita
Permanentes	M sup	0,00	0,00		1569,92	0,00	0,00	0,00
	M inf	0,00	-1112,13		0,00	-2003,94	-30,92	0,00
Móveis	M sup	0,00	0,00	1554,02		333,23	0,00	0,00
	M inf	0,00	-1058,79	0,00		-1425,59	-37,44	0,00
TOTAL M sup		0,00	0,00	1554,02	1569,92	333,23	0,00	0,00
TOTAL M inf		0,00	-2170,92	0,00	0,00	-3429,53	-68,35	0,00

Fonte: Autora (2022)

Figura 66 - Gráfico para Valores de **Momento Fletor TOTAL** (kN.m)



Fonte: Autora (2022)

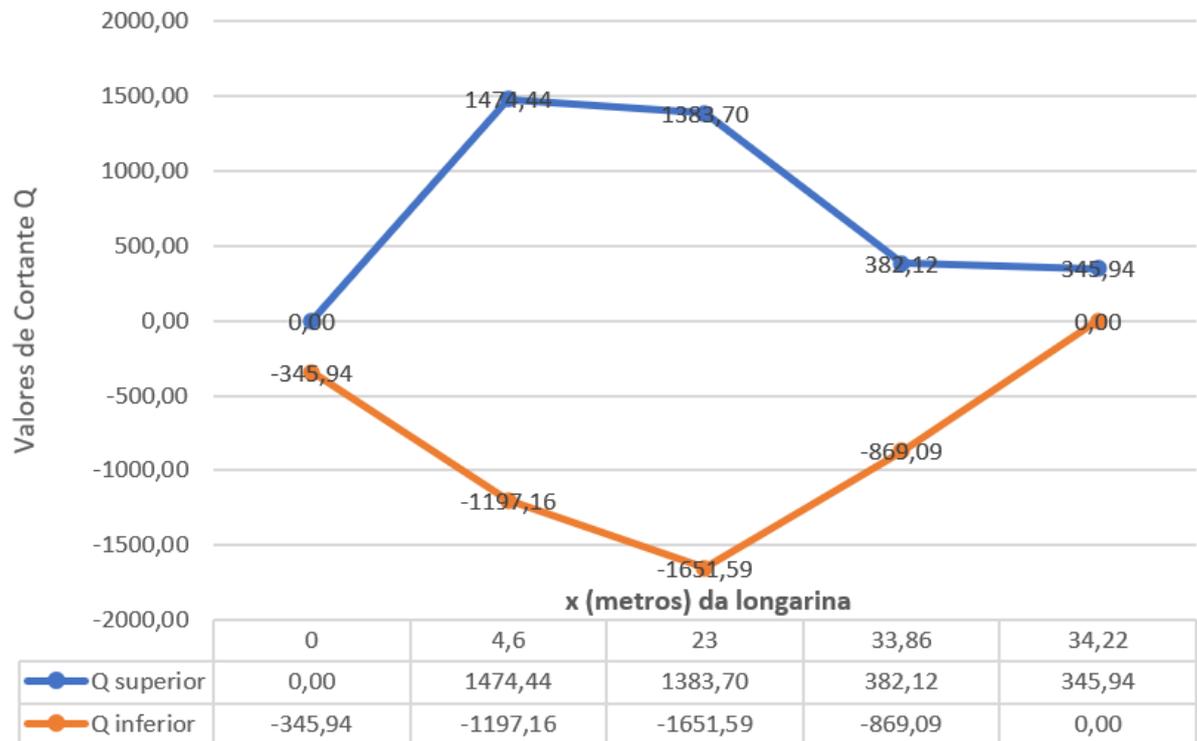
LONGARINA D

Figura 67 - Valores de **Esforço Cortante TOTAL** (kN)

Longarina D						
Carga		Extremidade Esquerda	Tranversina 1	Tranversina 2	Tranversina 3	Extremidade Direita
Permanentes	Q sup	0,00	718,34	629,78	181,85	152,55
	Q inf	-152,55	-526,50	-777,47	-252,99	0,00
Móveis	Q sup	0,00	756,11	753,93	200,27	193,39
	Q inf	-193,392	-670,660625	-874,125125	-616,10125	0
TOTAL Q sup		0,00	1474,44	1383,70	382,12	345,94
TOTAL Q inf		-345,94	-1197,16	-1651,59	-869,09	0,00

Fonte: Autora (2022)

Figura 68 - Gráficos para Valores de **Esforço Cortante TOTAL** (kN)



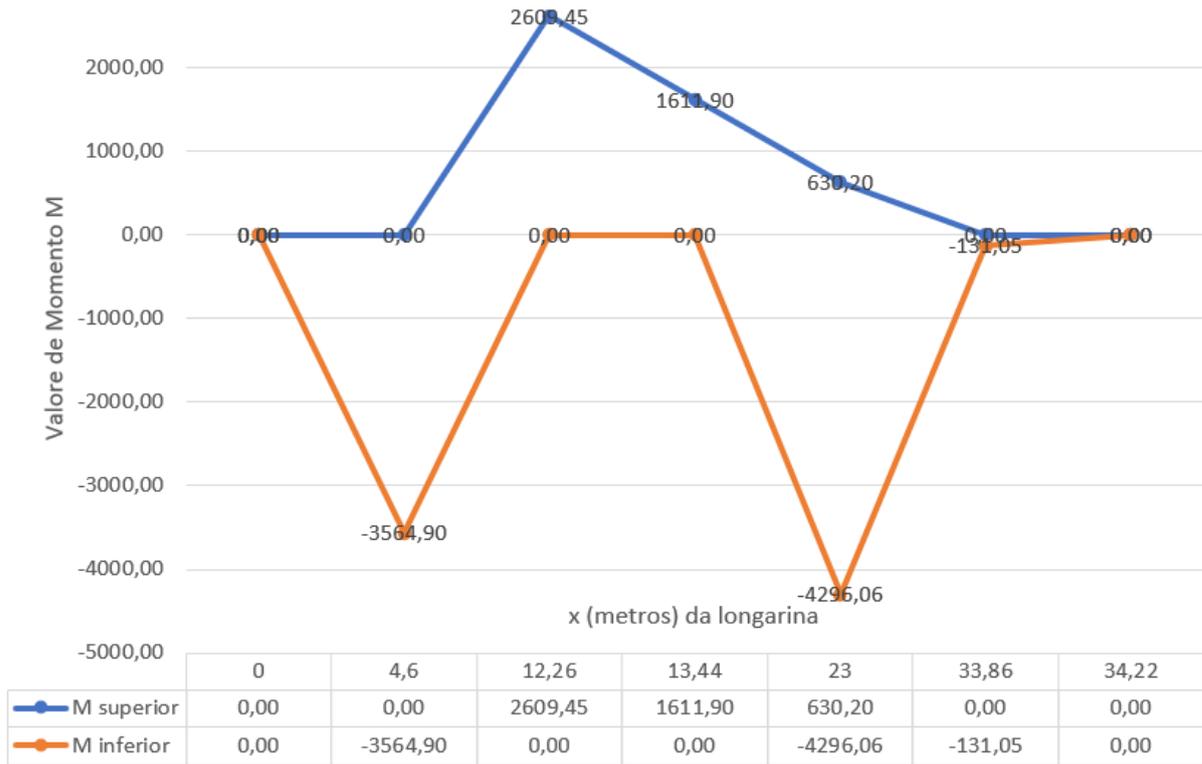
Fonte: Autora (2022)

Figura 69 - Valores de **Momento Fletor TOTAL** (kN.m)

Longarina D								
Carga		Extremidade Esquerda	Tranversina 1	Mmáx CM	Mmáx CP	Tranversina 2	Tranversina 3	Extremidade Direita
Permanentes	M sup	0,00	0,00		1611,90	0,00	0,00	0,00
	M inf	0,00	-1561,82		0,00	-2106,14	-60,21	0,00
Móveis	M sup	0,00	0,00	2609,45		630,20	0,00	0,00
	M inf	0,00	-2003,08	0,00		-2189,93	-70,84	0,00
TOTAL M sup		0,00	0,00	2609,45	1611,90	630,20	0,00	0,00
TOTAL M inf		0,00	-3564,90	0,00	0,00	-4296,06	-131,05	0,00

Fonte: Autora (2022)

Figura 70 - Gráfico para Valores de **Momento Fletor TOTAL** (kN.m)



Fonte: Autora (2022)

APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS

Todo dimensionamento das longarinas foi feito com base nas apostilas do professor Prof. Dr. Paulo Sérgio Bastos da Universidade Estadual Paulista (UNESP).

LONGARINA A

Dados

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (Aço CA50)
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$
- $h = 1,5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$
- $d'' = 5 \text{ cm}$
- $d = h - d'' = 1,5 - 0,05 = 1,45 \text{ m}$
- $c = 40 \text{ mm} = 4 \text{ cm}$ (Segundo memorial, Classe III de agressividade ambiental)
- φ brita 1 = $19 \text{ mm} = 1,9 \text{ cm}$
- φ brita 2 = $25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$
- φt estribo = $10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$
- γ_c concreto = 1,4
- γ_s aço = 1,15
- $f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times 0,85 = \frac{30}{1,4} \times 0,85 = 18,21 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$
- $M_{d+} = 1771,25 \text{ kN.m}$
- $M_{d-} = -3995,90 \text{ kN.m}$

Armadura de Flexão

Armadura Negativa

Com $f_{ck}=30\text{MPa}$, tenho o valor de $\rho = 0,150$.

Equação 6 – Taxa de armadura mínima

$$\rho \min(\%) = \rho \min \times Ac = \frac{0,150}{100} \times (100 \times 150) = 22,50 \text{ cm}^2$$

Fonte: Bastos (2020)

Equação 7 – Coeficiente K

$$K = \frac{Md -}{fc \times b \times d^2} = \frac{3995,90 \times 10^{-3}}{18,21 \times 1 \times 1,45^2} = 0,104$$

Fonte: Bastos (2020)

Para Armadura Simples: $K \leq Kl \rightarrow 0,104 \leq 0,2952 \rightarrow$ Armadura Simples

Equação 8 - Área da armadura de Flexão

$$As = \frac{fc \times b \times d}{fyd} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K}) = \frac{18,21 \times 1 \times 1,45}{434,78} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,104})$$

Fonte: Bastos (2020)

$$As = 6,684 \times 10^{-3} m^2 = 66,84 cm^2$$

Segundo Tabelas da Área da seção de armadura do Marchetti (2008):

9 barras $\varphi l = 32mm$

$$ah, \text{mín} \geq \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \varphi \text{máx, brita} \\ 1,2 \times \varphi \text{máx agregado} \end{array}$$

$$ah, \text{mín} \geq \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \mathbf{2,5 \text{ cm}} \\ 1,2 \times 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{array}$$

Equação 9 – Largura da seção transversal mínima

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1) = 2 \times (4 + 1) + 9 \times 3,2 + 2,5 \times (9 - 1)$$

Fonte: Bastos (2020)

$$bw, \text{mín} = 58,8 \text{ cm}$$

(A seção de $b=100cm$ respeita bw mínimo).

Cálculo de quantidade de barras que podem ser colocadas na largura da seção transversal (b=100cm).

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1)$$

$$100 = 2 \times (4 + 1) + n \times 3,2 + 2,5 \times (n - 1)$$

$$n = 16,23 \sim 17 \text{ barras}$$

(Cabem 17 barras, como tem apenas **9 barras**, está ok).

Armadura Positiva

Equação 7 – Coeficiente K

$$K = \frac{Md +}{fc \times b \times d^2} = \frac{1771,25 \times 10^{-3}}{18,21 \times 1 \times 1,45^2} = 0,046$$

Para Armadura Simples: $K \leq Kl \rightarrow 0,046 \leq 0,2952 \rightarrow$ Armadura Simples

Equação 8

$$As = \frac{fc \times b \times d}{fyd} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K}) = \frac{18,21 \times 1 \times 1,45}{434,78} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046})$$

$$As = 2,861 \times 10^{-3} m^2 = 28,61 cm^2$$

Segundo Tabelas da Área da seção de armadura do Marchetti (2008):

6 barras $\varphi l = 25mm$

$$ah, \text{mín} \geq \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \varphi_{\text{máx, brita}} \\ 1,2 \times \varphi_{\text{máx agregado}} \end{array}$$

$$ah, \text{mín} \geq \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ 2,5 \text{ cm} \\ 1,2 \times 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{array}$$

Equação 9

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1) = 2 \times (4 + 1) + 6 \times 2,5 + 2,5 \times (6 - 1)$$

$$bw, \text{mín} = 37,5cm$$

(A seção de b=100cm respeita bw mínimo).

Cálculo da quantidade de barras que pode ser colocada na largura da seção transversal (b=100cm).

$$\begin{aligned}
 bw, \text{mín} &= 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1) \\
 100 &= 2 \times (4 + 1) + n \times 2,5 + 2,5 \times (n - 1) \\
 n &= 18,50 \sim 19 \text{ barras}
 \end{aligned}$$

(Cabem 19 barras, como tem apenas **6 barras**, está ok).

Armadura de Cisalhamento

$$\text{Esforço Cortante} \rightarrow Q = 1422,11 \text{ kN}$$

Considerou-se Modelo de cálculo I, como apresentado na ABNT NBR 6118: 2014.

$$\theta = 45^\circ \text{ e } \alpha = 90^\circ$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 1,45 = 1,305 \text{ m}$$

Equação 10 - *Tensão Solicitante* (σ_c)

$$\sigma_c = \frac{Vd}{bw \times z \times (\cotg\theta + \cotg\alpha) \times \text{sen}^2\theta}$$

Fonte: Bastos (2021)

$$\sigma_c = \frac{Vd}{bw \times z \times (\cos\theta \times \text{sen}\theta + \frac{\text{sen}^2\theta}{\text{sen}\alpha})}$$

$$\sigma_c = \frac{Vd}{bw \times z \times (\cos\theta \times \text{sen}\theta)}$$

$$\sigma_c = \frac{1422,11}{1 \times 1,305 \times (\cos 45^\circ \times \text{sen} 45^\circ)} = 2179,48 \text{ kPa} = 2,18 \text{ MPa}$$

Equação 11 - *Tensão Resistente* (f_{cdr})

$$f_{cdr} = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 21,43 = 11,32 \text{ MPa}$$

Fonte: Bastos (2021)

Tensão Solicitante (σ_c) \leq *Tensão Resistente* (f_{cdr}) \rightarrow Biela de compressão OK.

Equação 12 - *Tensão de Cisalhamento por Força Cortante* (τ_{wd})

$$\tau_{wd} = \frac{Vd}{bw \times d} = \frac{1422,11}{1 \times 1,45} = 980,77 \text{ kPa} = 0,98 \text{ MPa}$$

Fonte: Bastos (2021)

$$\tau_{wd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 0,27 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 21,43 = 5,09 \text{MPa}$$

$\tau_{wd} \leq \tau_{wd2} \rightarrow$ Biela de compressão OK.

$$\tau_{co} = \frac{0,6 \times 0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} = \frac{0,6 \times 0,7 \times 0,3 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 0,87 \text{MPa}$$

Equação 13 – Área da armadura de Cisalhamento

$$A_{sw} = \frac{100 \times bw \times 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_{co})}{f_{yd} \times (\cot\theta + \cot\alpha) \times \text{sen}\alpha} = \frac{100 \times bw \times 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_{co})}{f_{yd} \times \left(\frac{\cos\theta \times \text{sen}\alpha}{\text{sen}\theta}\right)}$$

Fonte: Bastos (2021)

$$A_{sw} = \frac{100 \times 100 \times 1,11 \times (0,98 - 0,87)}{434,78 \times \left(\frac{\cos 45^\circ \times \text{sen} 90^\circ}{\text{sen} 45^\circ}\right)} = 2,808 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Com 2 ramos resistentes: } \frac{2,808}{2} = 1,404 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Equação 14 - Área da Armadura de Cisalhamento mínima ($A_{sw \text{ mín}}$)

$$A_{sw, \text{ mín}} = \frac{6 \times b \times \text{sen}\alpha \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{f_{yk}} = \frac{6 \times 100 \times \text{sen} 90^\circ \times 30^{\frac{2}{3}}}{500} = 11,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Fonte: Bastos (2021)

Utiliza-se o maior valor entre $A_{sw, \text{ mín}}$ e A_{sw} .

$$A_{sw, \text{ TOTAL}} = A_{sw} \times L_{viga} = 11,59 \times 34,23 = 396,73 \text{ cm}^2$$

Quantidade de Estribos

$$n = \frac{A_{sw, \text{ total}} \times 4}{\pi \times \varphi t^2} = \frac{396,73 \times 4}{\pi \times 1^2} = 505,13 \sim 506 \text{ estribos}$$

Espaçamento entre Estribos (s)

Caso $\tau_w d \leq \tau_w d_2 \times 0,67$

$$s_{\text{máx}} \leq 0,6 \times d \rightarrow s_{\text{máx}} \leq 87 \text{ cm}$$

ou

$$\mathbf{s_{\text{máx}} \leq 30 \text{ cm}}$$

No entanto se $\tau_w d \geq \tau_w d_2 \times 0,67$

$$s_{\text{máx}} \leq 0,3 \times d \rightarrow s_{\text{máx}} \leq 0,3 \times 145 \rightarrow s_{\text{máx}} \leq 43,5 \text{ cm}$$

ou

$$\mathbf{s_{\text{máx}} \leq 20 \text{ cm}}$$

Neste caso temos $\tau_w d \leq \tau_w d_2 \times 0,67$

$$s_{\text{máx}} \leq 30 \text{ cm}$$

$$s = \frac{L_{\text{viga}}}{n \text{ estribos}} = \frac{34,23}{506} = 0,0676 = 6,76 \text{ cm}$$

Comprimento do estribo ($l_{\varphi t}$)

$$l_{\varphi t} = 2 \times (bw - 2 \times c) + 2 \times (h - 2 \times c) + 2 \times \text{ganchos}$$

$$l_{\varphi t} = 2 \times (100 - 2 \times 4) + 2 \times (150 - 2 \times 4) + 2 \times 2,5 = 473 \text{ cm}$$

Armadura de Pele (A pele)

Equação 15 – Armadura de Pele

$$A_{\text{pele}} = 0,10\% \times A_c, \text{ alma} = 0,001 \times 100 \times 150 = 15 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

Fonte: Bastos (2020)

Considerando $\varphi = 10 \text{ mm}$

$$n = \frac{A_{\text{pele}} \times 4}{\pi \times \varphi^2} = \frac{15 \times 4}{\pi \times 1^2} = 19,098 \sim 20 \text{ barras}$$

Espaçamento (segundo item 18.3.5 da NBR 6118)

$$s, \text{ máx} = \frac{d}{3} = \frac{145}{3} = 48,33 \text{ cm}$$

ou

$$\mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$Spele = \frac{h}{n \text{ barras de pele}} = \frac{150}{20} = 7,5 \text{ cm}$$

LONGARINA B

Dados

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (Aço CA50)
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$
- $h = 1,5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$
- $d'' = 5 \text{ cm}$
- $d = h - d'' = 1,5 - 0,05 = 1,45 \text{ m}$
- $c = 40 \text{ mm} = 4 \text{ cm}$ (Segundo memorial, Classe III de agressividade ambiental)
- φ brita 1 = 19mm = 1,9cm
- φ brita 2 = 25mm = 2,5cm
- φt estribo = 10mm = 1cm
- γ_c concreto = 1,4
- γ_s aço = 1,15
- $f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times 0,85 = \frac{30}{1,4} \times 0,85 = 18,21 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$
- $M_{d+} = 1749,20 \text{ kN.m}$
- $M_{d-} = -3613,74 \text{ kN.m}$

Armadura de Flexão

Armadura Negativa

Com $f_{ck}=30\text{MPa}$, tenho o valor de $\rho = 0,150$.

Equação 6

$$\rho \text{ min}(\%) = \rho \text{ min} \times Ac = \frac{0,150}{100} \times (100 \times 150) = 22,50 \text{ cm}^2$$

Equação 7

$$K = \frac{Md -}{fc \times b \times d^2} = \frac{3613,74 \times 10^{-3}}{18,21 \times 1 \times 1,45^2} = 0,094$$

Para Armadura Simples: $K \leq Kl \rightarrow 0,094 \leq 0,2952 \rightarrow$ Armadura Simples

Equação 8

$$As = \frac{fc \times b \times d}{fyd} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K}) = \frac{18,21 \times 1 \times 1,45}{434,78} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094})$$

$$As = 6,006 \times 10^{-3} m^2 = 60,06 cm^2$$

Segundo Tabelas da Área da seção de armadura do Marchetti (2008):

5 barras $\phi l = 40mm$

$$ah, \text{mín} \geq 2,5 \text{ cm}$$

Equação 9

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \phi t) + n \times \phi l + ah \times (n - 1) = 2 \times (4 + 1) + 5 \times 4 + 2,5 \times (5 - 1)$$

$$bw, \text{mín} = 40 \text{ cm}$$

(A seção de $b=100cm$ respeita bw mínimo).

Cálculo de quantidade de barras que podem ser colocadas na largura da seção transversal ($b=100cm$).

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \phi t) + n \times \phi l + ah \times (n - 1)$$

$$100 = 2 \times (4 + 1) + n \times 4 + 2,5 \times (n - 1)$$

$$n = 14,23 \sim 15 \text{ barras}$$

(Cabem 15 barras, como tem apenas **5 barras**, está ok).

Armadura Positiva

Equação 7

$$K = \frac{Md +}{fc \times b \times d^2} = \frac{1749,20 \times 10^{-3}}{18,21 \times 1 \times 1,45^2} = 0,046$$

Para Armadura Simples: $K \leq Kl \rightarrow 0,046 \leq 0,2952 \rightarrow$ Armadura Simples

Equação 8

$$As = \frac{fc \times b \times d}{fyd} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K}) = \frac{18,21 \times 1 \times 1,45}{434,78} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046})$$

$$A_s = 2,861 \times 10^{-3} m^2 = 28,61 cm^2$$

Segundo Tabelas da Área da seção de armadura do Marchetti (2008):

6 barras $\varphi l = 25mm$

$$ah, \text{mín} \geq 2,5 \text{ cm}$$

Equação 9

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1) = 2 \times (4 + 1) + 6 \times 2,5 + 2,5 \times (6 - 1)$$

$$bw, \text{mín} = 37,5 cm$$

(A seção de $b=100cm$ respeita bw mínimo).

Cálculo da quantidade de barras que pode ser colocada na largura da seção transversal ($b=100cm$).

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1)$$

$$100 = 2 \times (4 + 1) + n \times 2,5 + 2,5 \times (n - 1)$$

$$n = 18,50 \sim 19 \text{ barras}$$

(Cabem 19 barras, como tem apenas **6 barras**, está ok).

Armadura de Cisalhamento

$$\text{Esforço Cortante} \rightarrow Q = 1277,13 kN$$

Considerou-se Modelo de cálculo I, como apresentado na ABNT NBR 6118: 2014.

$$\theta = 45^\circ \text{ e } \alpha = 90^\circ$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 1,45 = 1,305 m$$

Tensão Solicitante (σ_c)

Equação 10

$$\sigma_c = \frac{Vd}{bw \times z \times (\cos\theta \times \sin\theta)}$$

$$\sigma_c = \frac{1277,13}{1 \times 1,305 \times (\cos 45^\circ \times \sin 45^\circ)} = 1957,29 kPa = 1,96 MPa$$

Tensão Resistente (f_{cdr})

Equação 11

$$f_{cdr} = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 21,43 = 11,32 \text{MPa}$$

Tensão Solicitante (σ_c) \leq Tensão Resistente (f_{cdr}) \rightarrow Biela de compressão OK.

Tensão de Cisalhamento por Força Cortante (τ_{wd})

Equação 12

$$\tau_{wd} = \frac{Vd}{bw \times d} = \frac{1277,13}{1 \times 1,45} = 880,78 \text{kPa} = 0,88 \text{MPa}$$

$$\tau_{wd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 0,27 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 21,43 = 5,09 \text{MPa}$$

$\tau_{wd} \leq \tau_{wd2} \rightarrow$ Biela de compressão OK.

Área da Armadura de Cisalhamento (A_{sw})

Equação 13

$$A_{sw} = \frac{100 \times bw \times 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_{co})}{f_{yd} \times (\cotg\theta + \cotg\alpha) \times \text{sen}\alpha} = \frac{100 \times bw \times 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_{co})}{f_{yd} \times \left(\frac{\cos\theta \times \text{sen}\alpha}{\text{sen}\theta}\right)}$$

$$A_{sw} = \frac{100 \times 100 \times 1,11 \times (0,88 - 0,87)}{434,78 \times \left(\frac{\cos 45^\circ \times \text{sen} 90^\circ}{\text{sen} 45^\circ}\right)} = 0,255 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Com 2 ramos resistentes: } \frac{0,255}{2} = 0,1275 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área da Armadura de Cisalhamento mínima ($A_{sw \text{ mín}}$)

Equação 14

$$A_{sw, \text{ mín}} = \frac{6 \times b \times \text{sen}\alpha \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{f_{yk}} = \frac{6 \times 100 \times \text{sen} 90^\circ \times 30^{\frac{2}{3}}}{500} = 11,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utiliza-se o maior valor entre $A_{sw, \text{ mín}}$ e A_{sw} .

$$A_{sw, \text{ TOTAL}} = A_{sw} \times L_{viga} = 11,59 \times 34,23 = 396,73 \text{ cm}^2$$

Quantidade de Estribos

$$n = \frac{A_{sw, total} \times 4}{\pi \times \varphi t^2} = \frac{396,73 \times 4}{\pi \times 1^2} = 505,13 \sim 506 \text{ estribos}$$

Espaçamento entre Estribos (s)

Caso $\tau_{wd} \leq \tau_{wd2} \times 0,67$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 0,6 \times d \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 87 \text{ cm}$$

ou

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

No entanto se $\tau_{wd} \geq \tau_{wd2} \times 0,67$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 0,3 \times d \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 0,3 \times 145 \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 43,5 \text{ cm}$$

ou

$$\mathbf{s_{m\acute{a}x} \leq 20 \text{ cm}}$$

Neste caso temos $\tau_{wd} \leq \tau_{wd2} \times 0,67$

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

$$s = \frac{L_{viga}}{n \text{ estribos}} = \frac{34,23}{506} = 0,0676 = 6,76 \text{ cm}$$

Comprimento do estribo ($l_{\varphi t}$)

$$l_{\varphi t} = 2 \times (bw - 2 \times c) + 2 \times (h - 2 \times c) + 2 \times \text{ganchos}$$

$$l_{\varphi t} = 2 \times (100 - 2 \times 4) + 2 \times (150 - 2 \times 4) + 2 \times 2,5 = 473 \text{ cm}$$

Armadura de Pele (A pele)

Equação 15

$$A_{pele} = 0,10\% \times A_c, \text{ alma} = 0,001 \times 100 \times 150 = 15 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Considerando $\varphi = 10 \text{ mm}$

$$n = \frac{A_{pele} \times 4}{\pi \times \varphi^2} = \frac{15 \times 4}{\pi \times 1^2} = 19,098 \sim 20 \text{ barras}$$

Espaçamento (segundo item 18.3.5 da NBR 6118)

$$s, m\acute{a}x = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$Spele = \frac{h}{n \text{ barras de pele}} = \frac{150}{20} = 7,5 \text{ cm}$$

LONGARINA C

Dados

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (Aço CA50)
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$
- $h = 1,5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$
- $d'' = 5 \text{ cm}$
- $d = h - d'' = 1,5 - 0,05 = 1,45 \text{ m}$
- $c = 40 \text{ mm} = 4 \text{ cm}$ (Segundo memorial, Classe III de agressividade ambiental)
- φ brita 1 = 19mm = 1,9cm
- φ brita 2 = 25mm = 2,5cm
- φt estribo = 10mm = 1cm
- γ_c concreto = 1,4
- γ_s aço = 1,15
- $f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times 0,85 = \frac{30}{1,4} \times 0,85 = 18,21 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$
- $M_{d+} = 1569,92 \text{ kN.m}$
- $M_{d-} = -3429,53 \text{ kN.m}$

Armadura de Flexão

Armadura Negativa

Com $f_{ck}=30\text{MPa}$, tenho o valor de $\rho = 0,150$.

Equação 6

$$\rho \text{ min}(\%) = \rho_{min} \times Ac = \frac{0,150}{100} \times (100 \times 150) = 22,50 \text{ cm}^2$$

Equação 7

$$K = \frac{Md -}{fc \times b \times d^2} = \frac{3429,53 \times 10^{-3}}{18,21 \times 1 \times 1,45^2} = 0,090$$

Para Armadura Simples: $K \leq Kl \rightarrow 0,090 \leq 0,2952 \rightarrow$ Armadura Simples

Equação 8

$$As = \frac{fc \times b \times d}{fyd} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K}) = \frac{18,21 \times 1 \times 1,45}{434,78} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,090})$$

$$As = 5,737 \times 10^{-3} m^2 = 57,37 cm^2$$

Segundo Tabelas da Área da seção de armadura do Marchetti (2008):

5 barras $\varphi l = 40mm$

$$ah, \text{mín} \geq 2,5 \text{ cm}$$

Equação 9

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1) = 2 \times (4 + 1) + 5 \times 4 + 2,5 \times (5 - 1)$$

$$bw, \text{mín} = 40 \text{ cm}$$

(A seção de $b=100cm$ respeita bw mínimo).

Cálculo de quantidade de barras que podem ser colocadas na largura da seção transversal ($b=100cm$).

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1)$$

$$100 = 2 \times (4 + 1) + n \times 4 + 2,5 \times (n - 1)$$

$$n = 14,23 \sim 15 \text{ barras}$$

(Cabem 15 barras, como tem apenas **5 barras**, está ok).

Armadura Positiva

Equação 7

$$K = \frac{Md +}{fc \times b \times d^2} = \frac{1569,92 \times 10^{-3}}{18,21 \times 1 \times 1,45^2} = 0,041$$

Para Armadura Simples: $K \leq Kl \rightarrow 0,041 \leq 0,2952 \rightarrow$ Armadura Simples

Equação 8

$$A_s = \frac{f_c \times b \times d}{f_{yd}} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K}) = \frac{18,21 \times 1 \times 1,45}{434,78} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041})$$

$$A_s = 2,543 \times 10^{-3} m^2 = 25,43 cm^2$$

Segundo Tabelas da Área da seção de armadura do Marchetti (2008):

9 barras $\varphi l = 20mm$

$$ah, \text{mín} \geq 2,5 \text{ cm}$$

Equação 9

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1) = 2 \times (4 + 1) + 9 \times 2 + 2,5 \times (9 - 1)$$

$$bw, \text{mín} = 48cm$$

(A seção de $b=100cm$ respeita bw mínimo).

Cálculo da quantidade de barras que pode ser colocada na largura da seção transversal ($b=100cm$).

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1)$$

$$100 = 2 \times (4 + 1) + n \times 2 + 2,5 \times (n - 1)$$

$$n = 20,56 \sim 21 \text{ barras}$$

(Cabem 21 barras, como tem apenas **9 barras**, está ok).

Armadura de Cisalhamento

$$\text{Esforço Cortante} \rightarrow Q = 1280,45kN$$

Considerou-se Modelo de cálculo I, como apresentado na ABNT NBR 6118: 2014.

$$\theta = 45^\circ \text{ e } \alpha = 90^\circ$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 1,45 = 1,305m$$

Tensão Solicitante (σ_c)

Equação 10

$$\sigma_c = \frac{Vd}{bw \times z \times (\cos\theta \times \sin\theta)}$$

$$\sigma_c = \frac{1280,45}{1 \times 1,305 \times (\cos 45^\circ \times \sin 45^\circ)} = 1962,38kPa = 1,96MPa$$

Tensão Resistente (f_{cdr})

Equação 11

$$f_{cdr} = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 21,43 = 11,32 \text{MPa}$$

Tensão Solicitante (σ_c) \leq *Tensão Resistente (f_{cdr})* \rightarrow *Biela de compressão OK.*

Tensão de Cisalhamento por Força Cortante (τ_{wd})

Equação 12

$$\tau_{wd} = \frac{Vd}{b_w \times d} = \frac{1280,45}{1 \times 1,45} = 883,08 \text{ kPa} = 0,88 \text{MPa}$$

$$\tau_{wd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 0,27 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 21,43 = 5,09 \text{MPa}$$

$\tau_{wd} \leq \tau_{wd2} \rightarrow$ *Biela de compressão OK.*

Área da Armadura de Cisalhamento (A_{sw})

Equação 13

$$A_{sw} = \frac{100 \times b_w \times 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_{co})}{f_{yd} \times (\cotg\theta + \cotg\alpha) \times \text{sen}\alpha} = \frac{100 \times b_w \times 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_{co})}{f_{yd} \times \left(\frac{\cos\theta \times \text{sen}\alpha}{\text{sen}\theta}\right)}$$

$$A_{sw} = \frac{100 \times 100 \times 1,11 \times (0,88 - 0,87)}{434,78 \times \left(\frac{\cos 45^\circ \times \text{sen} 90^\circ}{\text{sen} 45^\circ}\right)} = 0,255 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Com 2 ramos resistentes: } \frac{0,255}{2} = 0,1275 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área da Armadura de Cisalhamento mínima ($A_{sw \text{ mín}}$)

Equação 14

$$A_{sw, \text{ mín}} = \frac{6 \times b \times \text{sen}\alpha \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{f_{yk}} = \frac{6 \times 100 \times \text{sen} 90^\circ \times 30^{\frac{2}{3}}}{500} = 11,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utiliza-se o maior valor entre $A_{sw, \text{ mín}}$ e A_{sw} .

$$A_{sw, \text{ TOTAL}} = A_{sw} \times L_{viga} = 11,59 \times 34,23 = 396,73 \text{ cm}^2$$

Quantidade de Estribos

$$n = \frac{A_{sw, total} \times 4}{\pi \times \varphi t^2} = \frac{396,73 \times 4}{\pi \times 1^2} = 505,13 \sim 506 \text{ estribos}$$

Espaçamento entre Estribos (s)

Caso $\tau_{wd} \leq \tau_{wd2} \times 0,67$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 0,6 \times d \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 87 \text{ cm}$$

ou

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

No entanto se $\tau_{wd} \geq \tau_{wd2} \times 0,67$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 0,3 \times d \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 0,3 \times 145 \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 43,5 \text{ cm}$$

ou

$$\mathbf{s_{m\acute{a}x} \leq 20 \text{ cm}}$$

Neste caso temos $\tau_{wd} \leq \tau_{wd2} \times 0,67$

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

$$s = \frac{L_{viga}}{n \text{ estribos}} = \frac{34,23}{506} = 0,0676 = 6,76 \text{ cm}$$

Comprimento do estribo ($l_{\varphi t}$)

$$l_{\varphi t} = 2 \times (bw - 2 \times c) + 2 \times (h - 2 \times c) + 2 \times \text{ganchos}$$

$$l_{\varphi t} = 2 \times (100 - 2 \times 4) + 2 \times (150 - 2 \times 4) + 2 \times 2,5 = 473 \text{ cm}$$

Armadura de Pele (A pele)

Equação 15

$$A_{pele} = 0,10\% \times A_c, \text{ alma} = 0,001 \times 100 \times 150 = 15 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

Considerando $\varphi = 10 \text{ mm}$

$$n = \frac{A_{pele} \times 4}{\pi \times \varphi^2} = \frac{15 \times 4}{\pi \times 1^2} = 19,098 \sim 20 \text{ barras}$$

Espaçamento (segundo item 18.3.5 da NBR 6118)

$$s, m\acute{a}x = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$Spele = \frac{h}{n \text{ barras de pele}} = \frac{150}{20} = 7,5 \text{ cm}$$

LONGARINA D

Dados

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (Aço CA50)
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$
- $h = 1,5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$
- $d'' = 5 \text{ cm}$
- $d = h - d'' = 1,5 - 0,05 = 1,45 \text{ m}$
- $c = 40 \text{ mm} = 4 \text{ cm}$ (Segundo memorial, Classe III de agressividade ambiental)
- φ brita 1 = 19mm = 1,9cm
- φ brita 2 = 25mm = 2,5cm
- φt estribo = 10mm = 1cm
- γ_c concreto = 1,4
- γ_s aço = 1,15
- $f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times 0,85 = \frac{30}{1,4} \times 0,85 = 18,21 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$
- $M_{d+} = 2609,45 \text{ kN.m}$
- $M_{d-} = -4296,06 \text{ kN.m}$

Armadura de Flexão

Armadura Negativa

Com $f_{ck}=30\text{MPa}$, tenho o valor de $\rho = 0,150$.

Equação 6

$$\rho \text{ min}(\%) = \rho_{min} \times Ac = \frac{0,150}{100} \times (100 \times 150) = 22,50 \text{ cm}^2$$

Equação 7

$$K = \frac{Md -}{fc \times b \times d^2} = \frac{4296,06 \times 10^{-3}}{18,21 \times 1 \times 1,45^2} = 0,112$$

Para Armadura Simples: $K \leq Kl \rightarrow 0,112 \leq 0,2952 \rightarrow$ Armadura Simples

Equação 8

$$As = \frac{fc \times b \times d}{fyd} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K}) = \frac{18,21 \times 1 \times 1,45}{434,78} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,112})$$

$$As = 7,233 \times 10^{-3} m^2 = 72,33 cm^2$$

Segundo Tabelas da Área da seção de armadura do Marchetti (2008):

6 barras $\phi l = 40mm$

$$ah, \text{mín} \geq 2,5 \text{ cm}$$

Equação 9

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \phi t) + n \times \phi l + ah \times (n - 1) = 2 \times (4 + 1) + 6 \times 4 + 2,5 \times (6 - 1)$$

$$bw, \text{mín} = 46,5 \text{ cm}$$

(A seção de $b=100cm$ respeita bw mínimo).

Cálculo de quantidade de barras que podem ser colocadas na largura da seção transversal ($b=100cm$).

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \phi t) + n \times \phi l + ah \times (n - 1)$$

$$100 = 2 \times (4 + 1) + n \times 4 + 2,5 \times (n - 1)$$

$$n = 14,23 \sim 15 \text{ barras}$$

(Cabem 15 barras, como tem apenas **6 barras**, está ok).

Armadura Positiva

Equação 7

$$K = \frac{Md +}{fc \times b \times d^2} = \frac{2509,45 \times 10^{-3}}{18,21 \times 1 \times 1,45^2} = 0,066$$

Para Armadura Simples: $K \leq Kl \rightarrow 0,066 \leq 0,2952 \rightarrow$ Armadura Simples

Equação 8

$$As = \frac{fc \times b \times d}{fyd} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times K}) = \frac{18,21 \times 1 \times 1,45}{434,78} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,066})$$

$$A_s = 4,150 \times 10^{-3} m^2 = 41,50 cm^2$$

Segundo Tabelas da Área da seção de armadura do Marchetti (2008):

$$9 \text{ barras } \varphi l = 25 mm$$

$$ah, \text{mín} \geq 2,5 \text{ cm}$$

Equação 9

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1) = 2 \times (4 + 1) + 9 \times 2,5 + 2,5 \times (9 - 1)$$

$$bw, \text{mín} = 52,5 cm$$

(A seção de $b=100cm$ respeita bw mínimo).

Cálculo da quantidade de barras que pode ser colocada na largura da seção transversal ($b=100cm$).

$$bw, \text{mín} = 2 \times (c + \varphi t) + n \times \varphi l + ah \times (n - 1)$$

$$100 = 2 \times (4 + 1) + n \times 2,5 + 2,5 \times (n - 1)$$

$$n = 18,50 \sim 19 \text{ barras}$$

(Cabem 19 barras, como tem apenas **9 barras**, está ok).

Armadura de Cisalhamento

$$\text{Esforço Cortante} \rightarrow Q = 1651,59 kN$$

Considerou-se Modelo de cálculo I, como apresentado na ABNT NBR 6118: 2014.

$$\theta = 45^\circ \text{ e } \alpha = 90^\circ$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 1,45 = 1,305 m$$

Tensão Solicitante (σ_c)

Equação 10

$$\sigma_c = \frac{Vd}{bw \times z \times (\cos\theta \times \sin\theta)}$$

$$\sigma_c = \frac{1651,59}{1 \times 1,305 \times (\cos 45^\circ \times \sin 45^\circ)} = 2531,17 kPa = 2,53 MPa$$

Tensão Resistente (f_{cdr})

Equação 11

$$f_{cdr} = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 21,43 = 11,32 \text{MPa}$$

Tensão Solicitante (σ_c) \leq Tensão Resistente (f_{cdr}) \rightarrow Biela de compressão OK.

Tensão de Cisalhamento por Força Cortante (τ_{wd})

Equação 12

$$\tau_{wd} = \frac{Vd}{bw \times d} = \frac{1651,59}{1 \times 1,45} = 1141,10 \text{ kPa} = 1,14 \text{MPa}$$

$$\tau_{wd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 0,27 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 21,43 = 5,09 \text{MPa}$$

$\tau_{wd} \leq \tau_{wd2} \rightarrow$ Biela de compressão OK.

Área da Armadura de Cisalhamento (A_{sw})

Equação 13

$$A_{sw} = \frac{100 \times bw \times 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_{co})}{f_{yd} \times (\cotg\theta + \cotg\alpha) \times \text{sen}\alpha} = \frac{100 \times bw \times 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_{co})}{f_{yd} \times \left(\frac{\cos\theta \times \text{sen}\alpha}{\text{sen}\theta}\right)}$$

$$A_{sw} = \frac{100 \times 100 \times 1,11 \times (1,14 - 0,87)}{434,78 \times \left(\frac{\cos 45^\circ \times \text{sen} 90^\circ}{\text{sen} 45^\circ}\right)} = 6,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Com 2 ramos resistentes: } \frac{6,89}{2} = 3,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área da Armadura de Cisalhamento mínima ($A_{sw \text{ mín}}$)

Equação 14

$$A_{sw, \text{ mín}} = \frac{6 \times b \times \text{sen}\alpha \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{f_{yk}} = \frac{6 \times 100 \times \text{sen} 90^\circ \times 30^{\frac{2}{3}}}{500} = 11,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utiliza-se o maior valor entre $A_{sw, \text{ mín}}$ e A_{sw} .

$$A_{sw, \text{ TOTAL}} = A_{sw} \times L_{viga} = 11,59 \times 34,23 = 396,73 \text{ cm}^2$$

Quantidade de Estribos

$$n = \frac{A_{sw, total} \times 4}{\pi \times \varphi t^2} = \frac{396,73 \times 4}{\pi \times 1^2} = 505,13 \sim 506 \text{ estribos}$$

Espaçamento entre Estribos (s)

Caso $\tau_{wd} \leq \tau_{wd2} \times 0,67$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 0,6 \times d \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 87 \text{ cm}$$

ou

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

No entanto se $\tau_{wd} \geq \tau_{wd2} \times 0,67$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 0,3 \times d \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 0,3 \times 145 \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 43,5 \text{ cm}$$

ou

$$\mathbf{s_{m\acute{a}x} \leq 20 \text{ cm}}$$

Neste caso temos $\tau_{wd} \leq \tau_{wd2} \times 0,67$

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

$$s = \frac{L_{viga}}{n \text{ estribos}} = \frac{34,23}{506} = 0,0676 = 6,76 \text{ cm}$$

Comprimento do estribo ($l_{\varphi t}$)

$$l_{\varphi t} = 2 \times (bw - 2 \times c) + 2 \times (h - 2 \times c) + 2 \times \text{ganchos}$$

$$l_{\varphi t} = 2 \times (100 - 2 \times 4) + 2 \times (150 - 2 \times 4) + 2 \times 2,5 = 473 \text{ cm}$$

Armadura de Pele (A pele)

Equação 15

$$A_{pele} = 0,10\% \times A_c, \text{ alma} = 0,001 \times 100 \times 150 = 15 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

Considerando $\varphi = 10 \text{ mm}$

$$n = \frac{A_{pele} \times 4}{\pi \times \varphi^2} = \frac{15 \times 4}{\pi \times 1^2} = 19,098 \sim 20 \text{ barras}$$

Espaçamento (segundo item 18.3.5 da NBR 6118)

$$s, m\acute{a}x = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$Spele = \frac{h}{n \text{ barras de pele}} = \frac{150}{20} = 7,5 \text{ cm}$$

APÊNDICE E – CÁLCULO DOS EFEITOS DINÂMICOS DAS CARGAS MÓVEIS

CIV – COEFICIENTE DE IMPACTO VERTICAL

Equação 16 – Coeficiente de impacto Vertical

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{19,40 + 50} \right) = 1,305$$

Fonte: ABNT NBR 7188 (2013)

CNF – COEFICIENTE DE NÚMERO DE FAIXAS

Equação 17 - Coeficiente de número de faixas

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9$$

Fonte: ABNT NBR 7188 (2013)

$$CNF = 1 - 0,05 \times (4 - 2) > 0,9$$

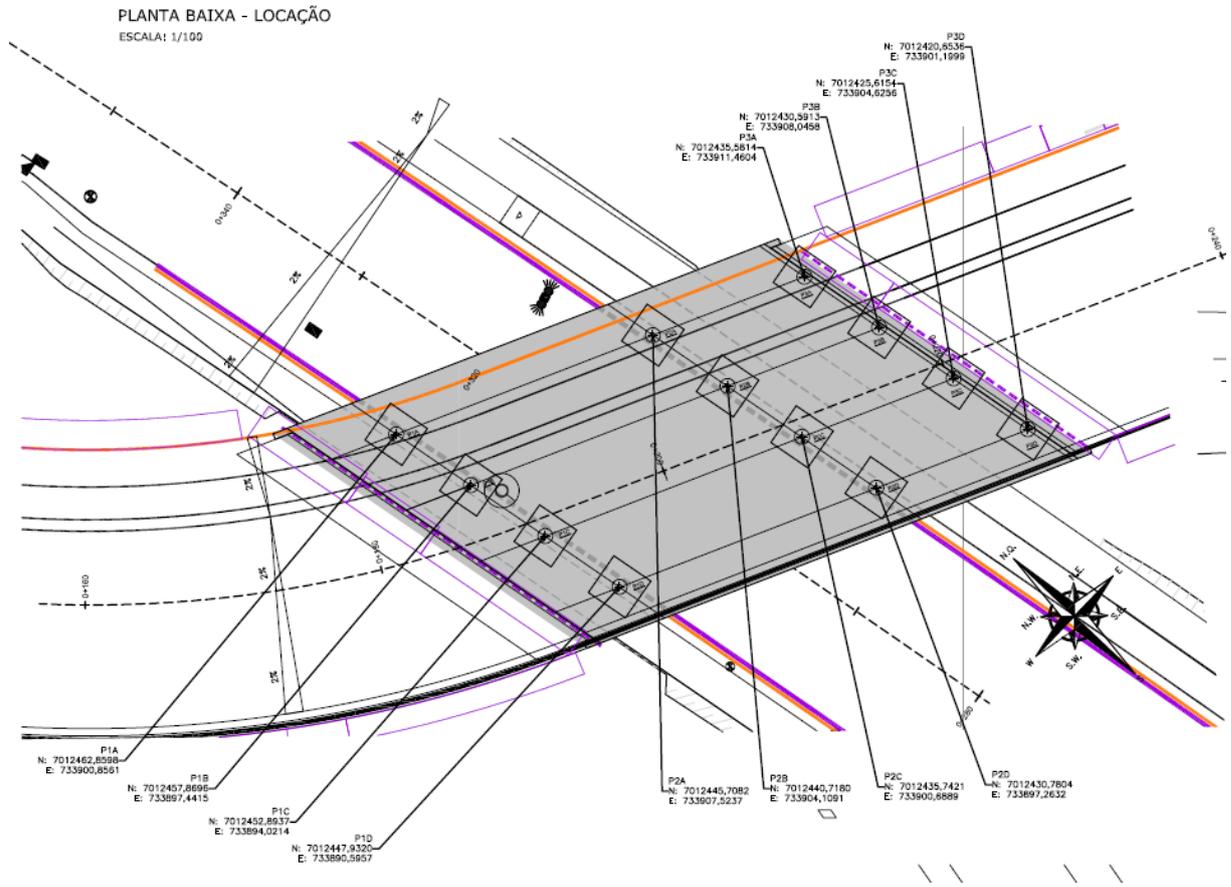
$$0,9 > 0,9$$

Como $CNF=0,9$ e a ABNT NBR 7188: 2013 não especifica um valor para estes casos, foi utilizado $CNF=1$ a favor da segurança.

CIA – COEFICIENTE DE IMPACTO VERTICAL

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

ANEXO A – VIADUTO PREFEITO GILBERTO AMÉRICO MEIRINHO



Fonte: Balneário Camboriú (2018)