

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

João Victor Possebon Mazer

**COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM VIGAS
LONGARINAS DE UMA PONTE OBTIDOS PELA APLICAÇÃO DAS
NORMAS ABNT NBR 7188 (2013) E AASHTO LRFD (2020)**

Santa Maria, RS
2023

João Victor Possebon Mazer

**COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM VIGAS LONGARINAS DE
UMA PONTE OBTIDOS PELA APLICAÇÃO DAS NORMAS ABNT NBR 7188 (2013)
E AASHTO LRFD (2020)**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil, da Universidade
Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como
requisito parcial para a obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Almir Barros da S. Santos Neto

Santa Maria, RS
2023

JOÃO VICTOR POSSEBON MAZER

**COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM VIGAS LONGARINAS DE
UMA PONTE OBTIDOS PELA APLICAÇÃO DAS NORMAS ABNT NBR 7188 (2013)
E AASHTO LRFD (2020)**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil, da Universidade
Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como
requisito parcial para a obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Aprovado em 29 de agosto de 2023:

Almir Barros da S. Santos Neto, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

André Lübeck, Dr. (UFSM)

Alisson Simonetti Milani, Dr. (UNIPAMPA)

Santa Maria, RS
2023

RESUMO

COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM VIGAS LONGARINAS DE UMA PONTE OBTIDOS PELA APLICAÇÃO DAS NORMAS ABNT NBR 7188 (2013) E AASHTO LRFD (2020)

AUTOR: João Victor Possebon Mazer

ORIENTADOR: Almir Barros da S. Santos Neto

As pontes têm, além de sua relevância funcional, um simbolismo relacionado ao avanço tecnológico, representado na complexidade de suas estruturas e no seu impacto econômico, que permite o transporte eficiente de diversos tipos de cargas. Nesse trabalho são expostos os diferentes modelos de pontes com relação ao seu sistema estrutural, destacando, principalmente, as diferenças na superestrutura. É dado um enfoque nas “Pontes em viga”, uma vez que esse é o tipo de ponte estudada. Buscou-se avaliar os esforços característicos de momento fletor e cortante nas vigas longarinas de uma ponte real, considerando os carregamentos e procedimentos recomendados pelas normas brasileira ABNT NBR 7188 (2013) e estadunidense AASHTO LRFD Design Bridge Specifications (2020). A ponte possui um vão de 15 m entre apoios e a largura da seção transversal é de 6 m. Sua superestrutura é constituída por quatro vigas principais (longarinas) biapoiadas com seção I e solidárias à laje, que possui uma espessura de 20 cm. As vigas estão igualmente espaçadas por uma distância de 1,60 m a partir de seu eixo, sendo a ponte projetada para apenas uma faixa de tráfego. O método de Fauchart leva em conta a flexibilidade da laje na distribuição dos carregamentos entre as vigas e foi utilizado para avaliar a distribuição dos carregamentos na ponte analisada. Concluiu-se que para as vigas de extremidade a norma brasileira apresentou resultados de momento fletor 45% maiores do que a estadunidense e 30% maiores nos valores de cortante. Nas vigas centrais os valores encontrados para o momento fletor foram 52% maiores na análise pela NBR 7188 (2013), enquanto para o esforço cortante os valores obtidos com a AASHTO LRFD foram 10% maiores em relação à norma brasileira.

Palavras-chave: Esforços em longarinas. Pontes. Sistemas estruturais. Método de Fauchart. Fator de distribuição transversal.

ABSTRACT

COMPARISON OF THE FORCE EFFECTS IN LONGITUDINAL BEAMS OF A BRIDGE OBTAINED BY APPLYING STANDARDS ABNT NBR 7188 (2013) AND AASHTO LRFD (2020)

AUTHOR: João Victor Possebon Mazer
ADVISOR: Almir Barros da S. Santos Neto

Bridges have, in addition to their functional relevance, a symbolism related to technological advancement, represented by the complexity of their structures and their economic impact, enabling efficient transportation of various types of loads. This study presents different bridge models concerning their structural system, with a particular focus on “Beam Bridges”, as it is the type of bridge under investigation. The aim was to assess the characteristic bending moment and shear forces in the longitudinal beams of a real bridge, considering the loadings and procedures recommended by the Brazilian standard ABNT NBR 7188 (2013) and the American standard AASHTO LRFD Design Bridge Specifications (2020). The bridge has a 15 m span between supports, and the width of the cross-sectional section is 6 m. Its superstructure consists of four main beams (stringers) bi-supported with an I-section and connected to the deck, which has a thickness of 20 cm. The beams are equally spaced at 1.60 m from their center and the bridge has been designed for only one traffic lane. The Fauchart method considers the flexibility of the deck in distributing loads among the beams and was used to evaluate the load distribution in the analyzed bridge. It was concluded that for the exterior beams the Brazilian standard yielded bending moment results 45% higher than the American standards, and 30% higher in shear values. In the interior beams, the bending moment values found were 52% higher when analyzed using NBR 7188 (2013), while for shear forces the values obtained with AASHTO LRFD (2020) were 10% higher compared to the Brazilian standard.

Keywords: Force effects in stringers. Bridges. Structural system. Fauchart method. Live load distribution factors.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema ilustrativo da composição de pontes	11
Figura 2 - Seções transversais típicas das lajes de pontes em vigas: a) seção maciça b) seção vazada	12
Figura 3 - Exemplo de seção transversal de ponte: a) sem transversina b) com transversina..	13
Figura 4 - Elementos constituintes da pista de rolamento	14
Figura 5 - Ponte em laje.....	15
Figura 6 - Vista longitudinal e seção transversal de uma ponte em laje	15
Figura 7 - Seções usuais em pontes em viga: a) Seção T b) Seção caixão.....	15
Figura 8 - Vista lateral de uma ponte em viga	16
Figura 9 - Ponte em abóboda.....	16
Figura 10 - Ponte em arco.....	16
Figura 11 - Ponte Pênsil	17
Figura 12 - Ponte estaiada	17
Figura 13 - Trem-tipo brasileiro	19
Figura 14 - Modelo estrutural de uma ponte fictícia pelo método de Fauchart.....	23
Figura 15 - Aplicação de uma carga de deformação unitária sobre a viga de extremidade	24
Figura 16 - Deformada e LI para a viga de extremidade.....	24
Figura 17 - Posicionamento do trem-tipo na seção transversal	25
Figura 18 - Características do caminhão de projeto	26
Figura 19 - Modelo fictício para aplicação da regra da alavanca em uma ponte com três longarinas	33
Figura 20 - Seção transversal da ponte em estudo.....	35
Figura 21 - Seção transversal mostrando as faixas de contribuição das vigas: a) externas b) internas	37
Figura 22 - Modelo estrutural da seção transversal da ponte usando o processo de Fauchart .	38
Figura 23 - a) Aplicação de uma carga vertical de deformação unitária na viga V1	38
Figura 24 - a) Aplicação de uma carga vertical de deformação unitária na viga V2	39
Figura 25 - Posição mais desfavorável do trem-tipo para a viga V1 e sua linha de influência	40
Figura 26 - Posição mais desfavorável do trem-tipo para a viga V2 e sua linha de influência	40
Figura 27 - Trem-tipo para o cálculo do momento fletor (vigas V1 e V4)	43
Figura 28 - Diagrama de momento fletor (vigas V1 e V4)	44
Figura 29 - Trem-tipo para o cálculo do cortante (vigas V1 e V4)	44
Figura 30 - Diagrama do cortante (vigas V1 e V4)	44
Figura 31- Trem-tipo para o cálculo do momento fletor (vigas V2 e V3)	45
Figura 32 - Diagrama de momento fletor (vigas V2 e V3)	45
Figura 33 - Trem-tipo para o cálculo do cortante (vigas V2 e V3)	45
Figura 34 - Diagrama do cortante (vigas V2 e V3)	46
Figura 35 - Modelo de ponte escolhido a partir da Tabela 1	47
Figura 36 - Equação do LLDF para o cálculo do momento fletor nas vigas internas	47
Figura 37 - Trem-tipo para o cálculo do momento fletor nas vigas internas (V2 e V3)	49
Figura 38 - Diagrama do momento fletor para as vigas internas (V2 e V3)	50
Figura 39 - Trem-tipo para o cálculo do cortante nas vigas internas (V2 e V3)	50
Figura 40 - Diagrama do cortante para as vigas internas (V2 e V3)	50
Figura 41 - Modelo de seção transversal e carregamentos para o cálculo do LLDF a partir da regra da alavanca	51
Figura 42 - Trem-tipo para o cálculo do momento fletor nas vigas externas (V1 e V4).....	53
Figura 43 - Diagrama do momento fletor das vigas externas (V1 e V4)	53
Figura 44 - Trem-tipo para o cálculo do cortante nas vigas externas (V1 e V4)	54

Figura 45 - Diagrama do cortante para as vigas externas (V1 e V4).....	54
--	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificações das pontes em viga pela AASHTO.....	28
Tabela 2 – Fragmento traduzido da tabela de cálculo do LLDF para momento fletor em longarinas externas	30
Tabela 3 - Fator de presença múltipla	33
Tabela 4 - Valores do acréscimo de carga dinâmica (IM).....	34
Tabela 5 - Resumo das características da ponte em estudo.....	36
Tabela 6 - Grandezas da ponte nas unidades de medida estadunidenses	46
Tabela 7 - Resultados dos esforços internos encontrados (normas brasileira e norte americana)	55

ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

TB – Trem-tipo rodoviário brasileiro

LI – Linha de Influência

LRFD – Load and Resistance Factor Design

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
1.1. JUSTIFICATIVA	9
1.2 OBJETIVOS	10
1.2.1 Objetivo geral	10
1.2.2 Objetivos específicos	10
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1 GENERALIDADES EM PONTES	11
2.1.1 Elementos constituintes da superestrutura.....	12
2.1.1.1 Vigas principais ou longarinas	12
2.1.1.2 Lajes	12
2.1.1.3 Vigas secundárias ou transversinas	13
2.1.1.4 Tabuleiro.....	13
2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES	14
2.2.1 Pontes em laje	14
2.2.2 Pontes em viga	15
2.2.3 Ponte em abóboda	16
2.2.4 Ponte em arco	16
2.2.5 Ponte pênsil	17
2.2.6 Ponte estaiada	17
2.3 CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM LONGARINAS DEVIDO ÀS CARGAS MÓVEIS	18
2.3.1 Norma brasileira	18
2.3.1.1 Coeficiente de Impacto Vertical (CIV)	20
2.3.1.2 Coeficiente de Número de Faixas (CNF)	21
2.3.1.3 Coeficiente de Impacto Adicional (CIA).....	21
2.3.1.4 Obtenção da Linha de Influência - Processo de Fauchart	21
2.3.2 Norma estadunidense.....	25
2.3.2.1 Cargas Móveis	25
2.3.2.2 Número de faixas de projeto (design lanes)	27
2.3.2.3 Fator de distribuição transversal para cargas móveis (Live Load Distribution Factor - LLDF)	27
2.3.2.3.1 Regra da alavanca	32
2.3.2.3.2 Fator de presença múltipla (m)	33
2.3.2.5 Acréscimo da carga dinâmica (IM)	34

3. METODOLOGIA.....	35
3.1 DESCRIÇÃO DA PONTE	35
3.2 NORMA BRASILEIRA – ABNT NBR 7188 (2013)	37
3.2.1 Processo de Fauchart	37
3.2.2 Cálculo dos carregamentos nas longarinas	41
3.2.2.1 Vigas externas	41
3.2.2.2 Vigas internas	42
3.2.3 Trem-tipo e esforços característicos	43
3.3 NORMA NORTE AMERICANA – AASTHO LRFD Bridge Design Specifications (2020).....	46
3.3.1 Vigas internas (V2 e V3)	47
3.3.1.1 Fator de distribuição transversal (LLDF)	47
3.3.1.2 Cálculo dos carregamentos	48
3.3.1.3 Trem-tipo e esforços solicitantes	49
3.3.2 Vigas externas (V1 e V4).....	51
3.3.2.1 Fator de distribuição transversal (LLDF)	51
3.3.2.2 Cálculo dos carregamentos	52
3.3.1.3 Trem-tipo e esforços solicitantes	53
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	59
ANEXO A – Fator de Distribuição Transversal para o Momento Fletor nas Vigas Externas.....	61
ANEXO B - Fator de Distribuição Transversal para o Momento Fletor nas Vigas Internas.....	62
ANEXO C - Fator de Distribuição Transversal (LLDF) para o Esforço Cortante nas Vigas Externas	64
ANEXO D - Fator de Distribuição Transversal (LLDF) para o Esforço Cortante nas Vigas Internas	65

1 INTRODUÇÃO

As pontes têm, além de sua relevância funcional, um simbolismo relacionado ao avanço tecnológico, representado na complexidade de suas estruturas e no seu impacto econômico, que permite o transporte eficiente de diversos tipos cargas (CASTRO 2016).

Nesse contexto, Santos (2003) relata que o Brasil alcançou seu período de maior progresso na expansão da rede viária e, conseqüentemente, no número de Obras de Arte Especiais, nas décadas de 1960 e 1970. As pontes construídas nas estradas estaduais e federais, em sua maioria, foram projetadas para suportar cargas dos trem-tipos normalizados correspondentes às classes 24 (peso bruto total de 240 kN) e 36 (peso bruto total de 360 kN) da antiga Norma Brasileira 6 – Regulamento de Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias (1943). Além das classes mencionadas, a norma também estabelecia a classe 12. Até então, o limite de peso bruto total permitido para veículos era de 360 kN.

Mais tarde, em 1984, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) publicou a NBR-7188, que trata das Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias e Passarelas para Pedestres. As antigas classes 24 e 36 foram trocadas pelas classes 30 e 45, respectivamente, ou seja, a carga máxima permitida para rodovias foi aumentada para 450 kN, valor que permanece até os dias de hoje. No entanto, mais recentemente, por meio da resolução 68/98, o Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN) estabeleceu Combinações de Veículos de Carga (CVCs) que permitem o tráfego de veículos em rodovias com cargas de até 740 kN (SANTOS, 2003).

Dessa forma, percebe-se que o cenário do tráfego comercial brasileiro vem passando por mudanças drásticas, impulsionadas pelo avanço da tecnologia de fabricação de veículos comerciais e pela permissão para tráfego de veículos compostos, e é preciso verificar se a metodologia utilizada no país para o dimensionamento das estruturas viárias vem acompanhando essas mudanças (ANDRADE, 2017).

1.1.JUSTIFICATIVA

Torna-se evidente, portanto, a necessidade de se avaliar as normativas no país que tratam dos procedimentos e carregamentos a serem adotados para o dimensionamento de estruturas viárias. Uma forma de se fazer é isso é comparar essas normas com os padrões adotados por outros países, a fim de verificar quais as semelhanças e diferenças encontradas, e buscar validações.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Comparar os diferentes esforços internos (momento fletor e cortante) obtidos em vigas longarinas de uma ponte devido às cargas móveis recomendadas pelas normativas ABNT NBR 7188 (2013) e AASHTO LRFD (2020).

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Aplicar o processo de Fauchart para obter as linhas de influência e os coeficientes de distribuição transversal para cada longarina (caso brasileiro);
- b) Calcular os coeficientes de distribuição transversal segundo as recomendações da AASHTO (caso estadunidense);
- c) Montar os trem-tipos para cada viga e norma utilizada;
- d) Avaliar os esforços de flexão (momento fletor e esforço cortante) nas vigas longarinas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

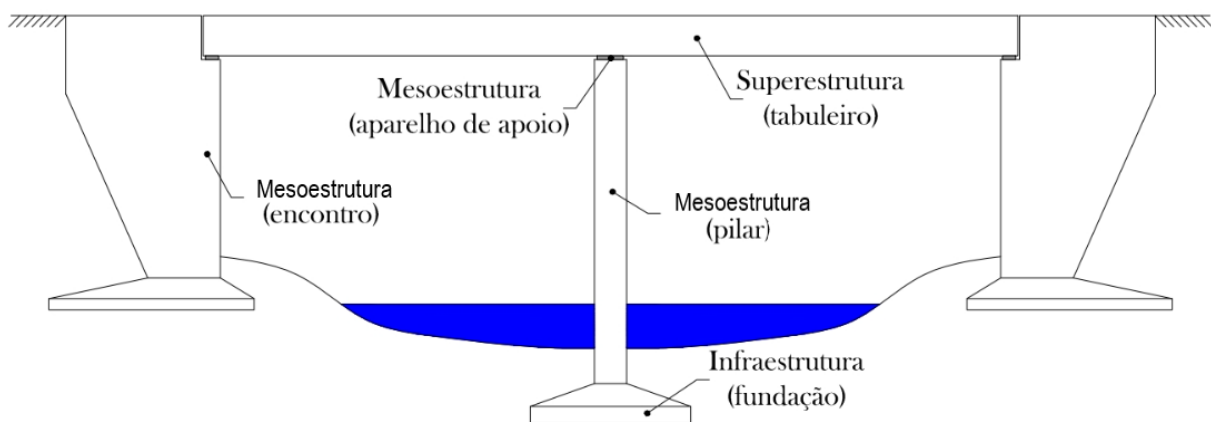
Será feita uma revisão de todos os conceitos usuais em pontes necessários para o entendimento desse trabalho.

2.1 GENERALIDADES EM PONTES

Conforme Marchetti (2018) ponte é o termo utilizado para designar uma estrutura construída com o propósito de possibilitar a passagem contínua de uma via de comunicação sobre obstáculos diversos. Esses obstáculos podem incluir: rios, braços de mar, vales profundos, outras vias e similares. Propriamente, o termo “ponte” é usado quando a estrutura transpõe um curso d’água como obstáculo. Já o termo “viaduto” é utilizado quando a estrutura ultrapassa um vale ou outra via.

De maneira geral, é possível dividir uma ponte em três partes principais: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura. A Figura 1 lustra essa divisão.

Figura 1 - Esquema ilustrativo da composição de pontes



Fonte: Adaptada de (CAVALCANTE, 2019).

A superestrutura é a parte da ponte que recebe diretamente os carregamentos do tráfego e transfere-os para as estruturas subjacentes (mesoestrutura e infraestrutura). A mesoestrutura é constituída pelos aparelhos de apoio, encontros e pilares, que são destinados a fazer a ligação entre a superestrutura e a infraestrutura. Já a infraestrutura é composta pelas fundações da obra. Segundo Spernau (2000) possui a função de suportar a mesoestrutura e transmitir os esforços para o material resistente (solo ou rocha).

2.1.1 Elementos constituintes da superestrutura

Apesar de não serem todas as pontes que os possuem simultaneamente, os principais elementos estruturais que compõem a superestrutura são: vigas principais, lajes, transversinas, tabuleiro, alas e cortinas.

2.1.1.1 Vigas principais ou longarinas

Seus eixos são paralelos à direção do tráfego e constituem a principal parte da superestrutura, servindo de apoio para a laje e descarregando o peso nos aparelhos de apoio. Podem assumir diversas seções transversais, conforme será explicitado nos capítulos mais adiante (SPERNAU, 2000).

2.1.1.2 Lajes

São responsáveis por suportar o tabuleiro (parte útil da obra). Podem descarregar diretamente nos aparelhos de apoio ou pilares, em vigas ou ainda serem sustentadas por cabos (pontes pênseis e estaiadas). São denominadas centrais quando estão apoiadas em vigas nos dois lados e em balanço quando um de seus bordos está engastado em uma viga e o outro é livre (SPERNAU, 2000).

Segundo Cavalcante (2019) nas pontes com vigas costumam assumir uma seção retangular. Já nos sistemas sem vigas as lajes se tornam o principal elemento da superestrutura e normalmente possuem seções maciças ou vazadas, conforme mostra a Figura 2.

Figura 2 - Seções transversais típicas das lajes de pontes em vigas: a) seção maciça b) seção vazada

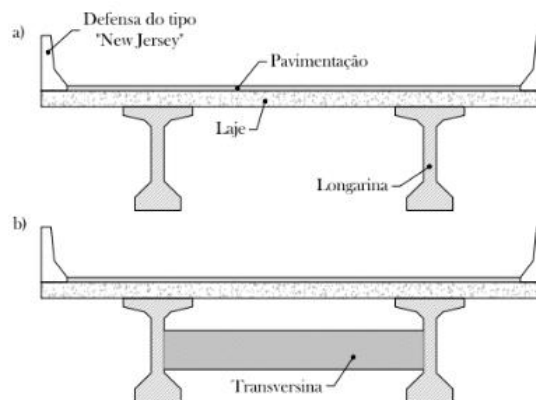


Fonte: (CAVALCANTE, 2019).

2.1.1.3 Vigas secundárias ou transversinas

São vigas secundárias que se distribuem na direção transversal da ponte. Podem apoiar ou não a laje, recebendo e direcionando os carregamentos para as vigas principais. Além disso, contribuem para o enrijecimento da estrutura, absorvendo por flexão os efeitos da torção no vigamento principal e fornecem melhor distribuição de cargas verticais entre as longarinas, o que possibilita que o tabuleiro trabalhe de forma única. Atualmente, todavia, com o avanço da tecnologia em construção civil, principalmente dos pré-moldados, as transversinas acabaram se tornando dispensáveis por dificultarem o processo construtivo. A Figura 3 mostra um exemplo de ponte sem transversina e outra com transversina (CAVALCANTE et al., 2019).

Figura 3 - Exemplo de seção transversal de ponte: a) sem transversina b) com transversina

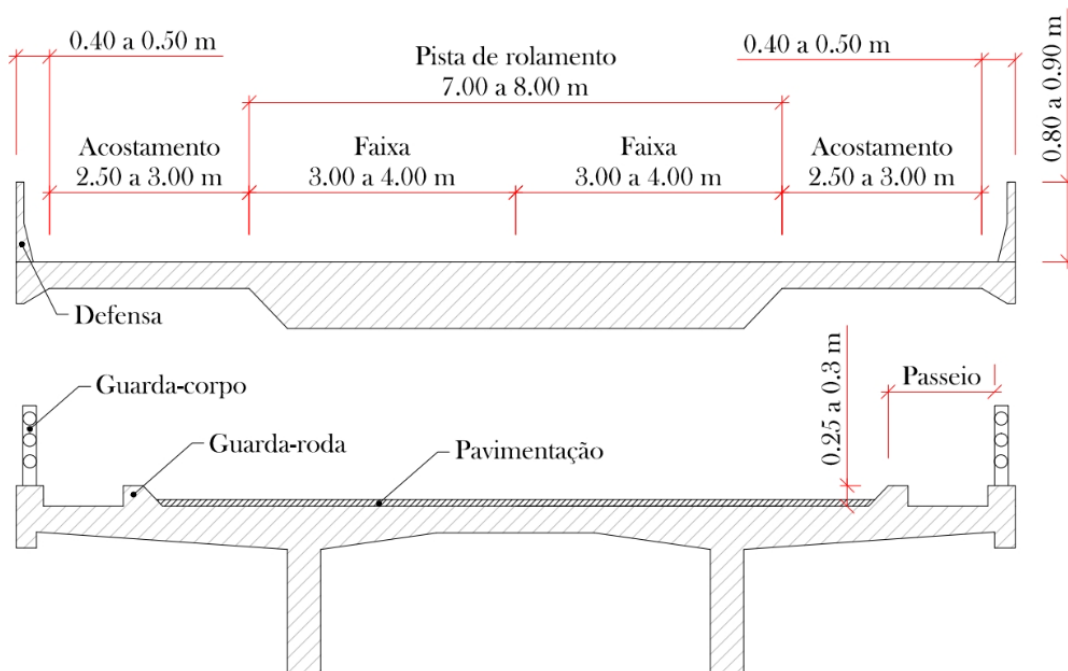


Fonte: (CAVALCANTE, 2019)

2.1.1.4 Tabuleiro

É considerada a parte útil da obra, por onde trafegam os automóveis e os pedestres. É composta pela pista de rolamento, acostamento, passeios, guarda-rodas e guarda-corpos ou defensas (pontes sem passeio). A pista de rolamento é segmentada em faixas e representa a parte de tráfego mais intenso dos veículos. O acostamento é uma faixa de segurança para ser utilizada em circunstâncias emergenciais e deve contar com defensas para proteção em caso de choques de veículos. Os passeios, por sua vez, possibilitam a passagem dos pedestres e ciclistas pela ponte, devendo contar com guarda-corpos para a proteção dos transeuntes. Esses elementos podem ser visualizados na Figura 4, onde também são exibidas algumas dimensões usuais (GOTO et al., 2018).

Figura 4 - Elementos constituintes da pista de rolamento



Fonte: (CAVALCANTE, 2019)

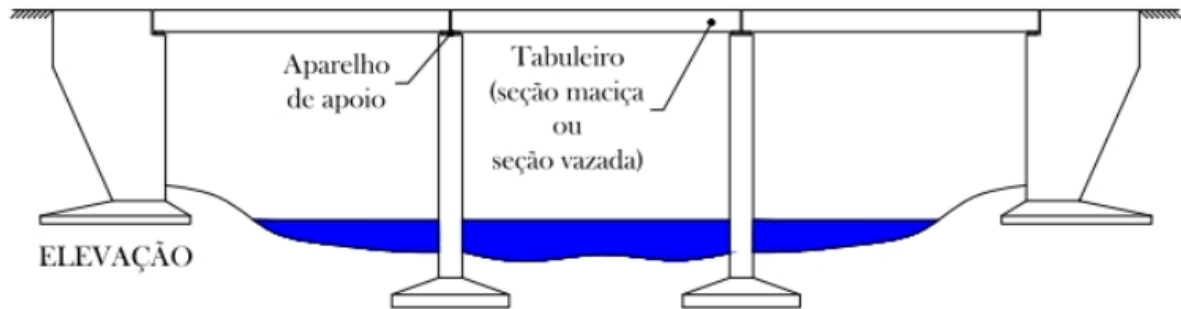
2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES

Quanto ao sistema estrutural da superestrutura podem ser classificadas em:

2.2.1 Pontes em laje

São pontes que não possuem vigas para suportar o tabuleiro, sendo a laje o principal elemento estrutural da superestrutura. Essa (normalmente de seção maciça ou vazada) se apoia diretamente nos aparelhos de apoio e posteriormente nos pilares, conforme mostra a Figura 5. É um sistema geralmente utilizado para vãos pequenos (até 10 metros) e quando são necessárias pequenas alturas construtivas. A Figura 6 ilustra uma vista longitudinal e uma seção transversal desse tipo de ponte (CAVALCANTE et. al, 2019).

Figura 5 - Ponte em laje



Fonte: (CAVALCANTE, 2019)

Figura 6 - Vista longitudinal e seção transversal de uma ponte em laje

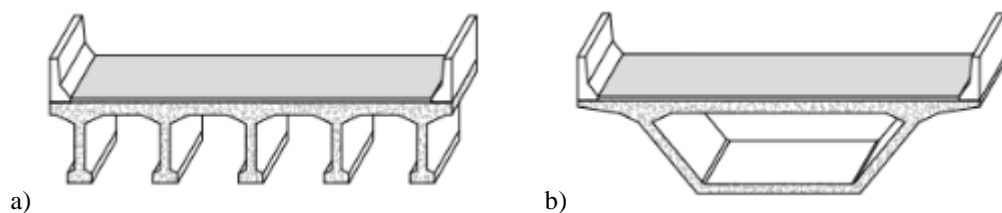


Fonte: (MARCHETTI, 2018)

2.2.2 Pontes em viga

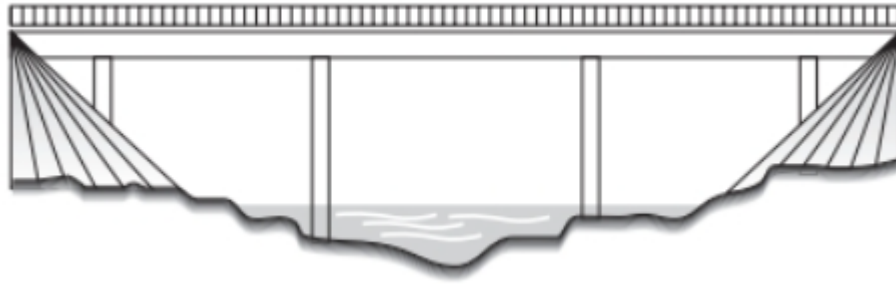
São aquelas em que as longarinas são o principal elemento estrutural da superestrutura. Nesse caso absorvem o peso da laje e transferem para os pilares, podendo contar ou não com vigas secundárias (transversinas). É o sistema estrutural mais usual em pontes, sendo as seções mais utilizadas a seção T e a celular (seção caixão), conforme mostra a Figura 7. Na Figura 8 é possível visualizar uma vista lateral desse tipo de ponte (CAVALCANTE, 2019).

Figura 7 - Seções usuais em pontes em viga: a) Seção T b) Seção caixão



Fonte: (CAVALCANTE, 2019)

Figura 8 – Vista lateral de uma ponte em viga

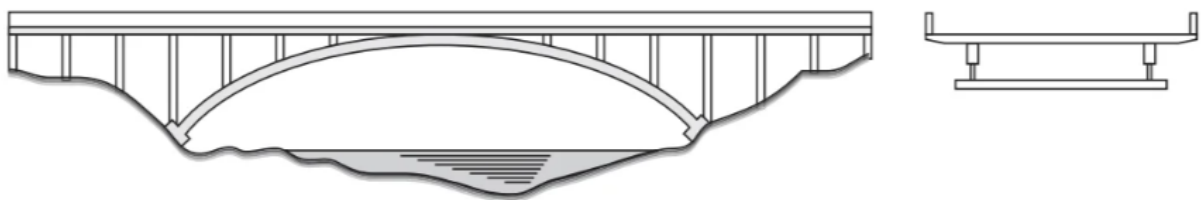


Fonte: (MARCHETTI, 2018)

2.2.3 Ponte em abóboda

Seu sistema principal é uma abóboda, conforme mostra a Figura 9

Figura 9 - Ponte em abóboda



Fonte: (MARCHETTI, 2018)

2.2.4 Ponte em arco

São aquelas em que o arco é o elemento principal de seu sistema estrutural. A Figura 10 ilustra um exemplo desse tipo de ponte, juntamente com sua seção transversal típica (SPERNAU, 2000).

Figura 10 - Ponte em arco



Fonte: (MARCHETTI, 2018)

2.2.5 Ponte pênsil

Sua estrutura principal é constituída por cabos parabólicos e elementos verticais que sustentam o tabuleiro, o qual não deve ser em concreto para esse tipo de sistema. A Figura 11 ilustra um exemplo (SPERNAU, 2000)

Figura 11 - Ponte Pênsil

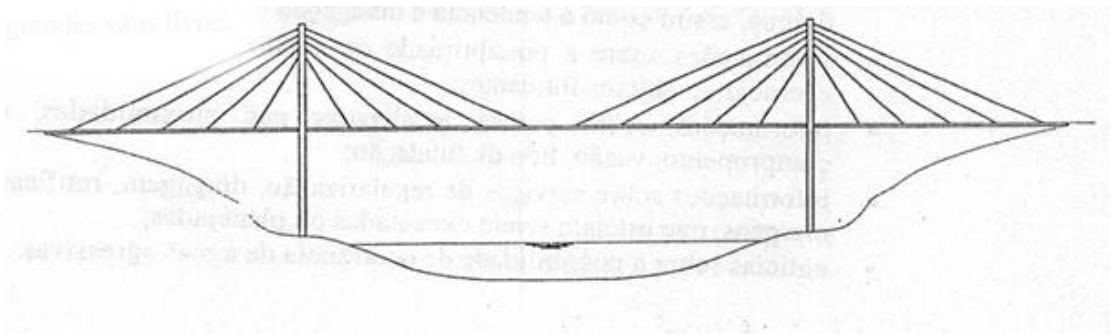


Fonte: (MARCHETTI, 2018)

2.2.6 Ponte estaiada

Conforme Spernau (2000) são pontes cujo tabuleiro é sustentado por cabos inclinados que estão ligados a torres verticais, assim como representado na Figura 12.

Figura 12 - Ponte estaiada



Fonte: (SPERNAU, 2000)

2.3 CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM LONGARINAS DEVIDO ÀS CARGAS MÓVEIS

Nesse capítulo serão abordados os processos utilizados para o cálculo de esforços em vigas principais (longarinas) de pontes, de acordo com as normativas brasileira e a estadunidense. Os esforços considerados serão o momento fletor máximo no vão e a força cortante nos apoios.

2.3.1 Norma brasileira

As principais normas brasileiras que tratam das ações atuantes em pontes são:

- **NBR 8681 (2004)** – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento
- **NBR 7187 (2021)** – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimentos;
- **NBR 7188 (2013)** – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.

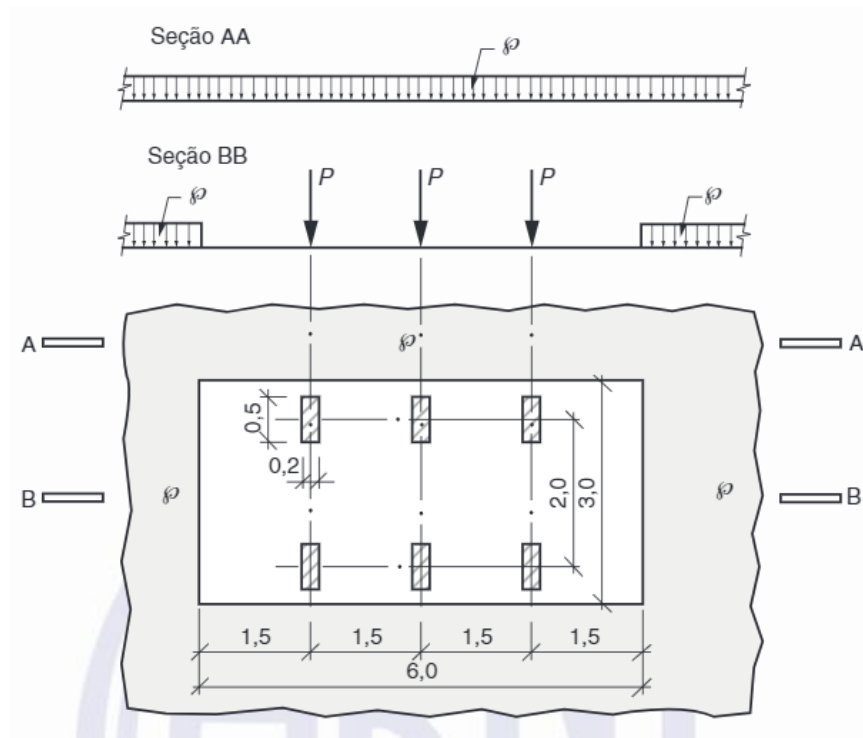
Para a definição dos conceitos que virão a seguir as referências são, portanto, dessas três normas.

Consideram-se ações todas as interações com a estrutura que originam deformações e/ou esforços internos. Nesse trabalho serão estudadas um tipo específico de ações: as **cargas móveis**. São ações relacionadas à passagem de veículos e pessoas sobre a estrutura da ponte, sendo consideradas cargas variáveis, ou seja, variam sua intensidade e duração ao longo da vida da construção.

Com a finalidade de simular o tráfego sobre a ponte/viaduto e, conseqüentemente, a intensidade das cargas móveis que circulam por esses, a NBR 7188 (2013) define um trem-tipo (veículo hipotético) a ser considerado pelos projetistas. É importante aclarar que esse veículo não necessariamente representa as condições de tráfego reais das rodovias brasileiras, mas uma idealização que visa representar situações que poderiam resultar nos esforços mais críticos para a estrutura (SANTOS, 2003).

Sendo assim, o trem-tipo utilizado pela norma brasileira é o TB-450, definido por um veículo com peso total de 450 kN com seis rodas, $P=75$ kN (peso de cada roda), três eixos de carga com 1,5 m de distância entre eles, uma área de ocupação de 18 m² e uma carga uniformemente distribuída constante $p= 5$ kN/m², conforme Figura 13.

Figura 13 - Trem-tipo brasileiro



Fonte: (ABNT, 2013)

A fim de facilitar o cálculo será realizada uma homogeneização da carga de multidão de 5 kN/m², distribuindo-a por toda a área de ocupação, inclusive na região ocupada pelo trem-tipo. Para isso é preciso descontar esse carregamento das cargas das rodas do veículo. Sendo assim, o peso de cada roda ficaria $P = 60$ kN, conforme mostrado abaixo:

Carga distribuída total = (Carga)*(Área ocupada pelo trem-tipo)

Carga distribuída total = $5 * (3 * 6)$

Carga distribuída total = 90 kN

$$\frac{90 \text{ kN}}{6 \text{ rodas}} = 15 \text{ kN/roda}$$

Carga de cada roda = $75 - 15$

Carga de cada roda = 60 kN

Na construção de estradas vicinais municipais com somente uma faixa e obras privadas, se permitido pela autoridade competente, pode-se adotar o trem-tipo TB-240, que é definido por um veículo com peso total de 240 kN, com seis rodas, $P = 40$ kN (peso de cada

roda), composto por três eixos afastados entre si em 1,5 m; com área de ocupação de 18 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 4 \text{ kN/m}^2$.

O trem-tipo deve assumir a posição mais desfavorável em toda a pista rodoviária, de modo a provocar os maiores esforços possíveis no elemento estrutural que está sendo analisado. Isso também se aplica para a carga uniformemente distribuída.

A norma preconiza que as cargas dos trem-tipos sejam majoradas por coeficientes de ponderação, de acordo com características da ponte e a depender do elemento estrutural que está sendo verificado. Dessa forma, os valores dos carregamentos devem ser calculados pelas Equações (1) e (2):

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

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

onde:

P: carga estática concentrada aplicada no nível do pavimento, sem qualquer majoração, em quilonewtons (kN)

p: carga uniformemente distribuída, aplicada no nível do pavimento, sem qualquer majoração, em quilonewtons por metro quadrado (kN/m²)

CIV: coeficiente de impacto vertical (ver item 2.3.1.1)

CNF: coeficiente de número de faixas (ver item 2.3.1.2)

CIA: coeficiente de impacto adicional (ver item 2.3.1.3)

2.3.1.1 Coeficiente de Impacto Vertical (CIV)

Possui a função de intensificar as cargas móveis verticais, simulando o efeito provocado quando estas estão em movimento e também a suspensão dos automóveis. As Equações (3) e (4) são utilizadas para calcular esse coeficiente.

$$CIV = 1,35 \quad , \text{ para elementos estruturais com vãos inferiores a } 10,0 \text{ m}; \quad (3)$$

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

onde:

L_{iv} é o vão em metros, conforme o tipo de estrutura.

- **Isostática:** o próprio vão;
- **Contínuas:** média aritmética dos vãos;
- **Balanços:** comprimento do balanço;

Para vãos superiores a 200,00 m deve ser realizado um estudo para a consideração da amplificação dinâmica e definição do coeficiente de impacto vertical.

2.3.1.2 Coeficiente de Número de Faixas (CNF)

Simula a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas do tabuleiro. Pode ser calculado por meio da Equação (5):

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9 \quad (5)$$

onde

n: número de faixas de tráfego a serem carregadas em uma seção transversal contínua. Faixas de segurança e acostamentos não são considerados faixas de tráfego.

2.3.1.3 Coeficiente de Impacto Adicional (CIA)

Onde houver juntas estruturais e nos elementos a uma distância de até cinco metros da junta, bem como nas extremidades da obra, as cargas móveis devem ser majoradas por um coeficiente de impacto adicional, abaixo definido:

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

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

2.3.1.4 Obtenção da Linha de Influência - Processo de Fauchart

Para encontrar a posição que as cargas móveis devem ocupar na pista rodoviária, de modo que se obtenham os maiores esforços possíveis na longarina que está sendo analisada, é preciso encontrar a linha de influência da seção transversal da viga.

Dresch (2018) explica que a Linha de Influência (LI) é um gráfico que mostra como um determinado esforço varia, em uma dada seção transversal do elemento que está sendo analisado, quando uma carga unitária percorre a estrutura. Essa linha é construída sobre a seção transversal que se deseja analisar. As abcissas representam as posições da carga móvel e as ordenadas representam o respectivo valor do esforço para uma carga unitária. Assim, basta multiplicar o valor da carga pela ordenada da linha de influência para se obter o valor do esforço. No caso de cargas distribuídas multiplica-se o valor da carga pela área formada abaixo do diagrama.

Nesse trabalho, a obtenção desse diagrama será realizada por meio do Método de Fauchart. Algumas hipóteses assumidas por esse processo:

- As lajes possuem flexibilidade, porém o trabalho longitudinal é desconsiderado;
- As longarinas obedecem a hipótese das seções planas;
- O material da estrutura se comporta conforme a Lei de Hooke;
- As longarinas são biapoiadas e possuem inércia constante;

O método consiste em simular a seção transversal da ponte considerando que as vigas longarinas são apoios que funcionam como molas. Esses apoios podem deformar verticalmente e sofrer rotações (SANTOS et al., 2015).

Dessa forma, Lübeck (2020) mostra que a dedução é feita assumindo que as vigas obedecem à equação diferencial da linha elástica (8) e à equação diferencial da torção (9), as quais seguem abaixo:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} \quad (8)$$

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{T}{GJ} \quad (9)$$

Onde:

y: flecha da viga em cada ponto x

M(x): momento fletor

E: módulo de elasticidade longitudinal

I: momento de inércia

ϑ : ângulo de torção na posição x

T: momento torsor distribuído ao longo do eixo da viga

Resolvendo essas duas equações diferenciais obtêm-se as equações dos coeficientes de mola de cada apoio/viga:

$$K_{vi} = EI_i \cdot \left(\frac{j\pi}{l}\right)^4 \quad (10)$$

$$K_{ti} = GJ_i \cdot \left(\frac{j\pi}{l}\right)^4 \quad (11)$$

Onde:

K_{vi} : coeficiente de deformação vertical da mola para a viga i

E : módulo de elasticidade longitudinal da viga

I_i : momento de inércia da viga i

j : E_{viga}/E_{laje}

l : vão da viga

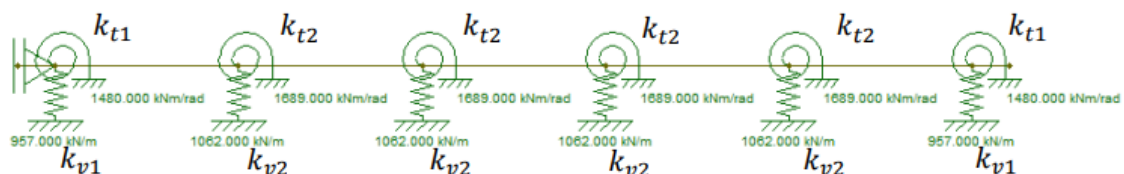
K_{ti} : coeficiente de deformação torcional da mola para a viga i

G : módulo de elasticidade transversal

J_i : constante de torção para a seção transversal

A Figura 14 mostra um exemplo de como ficaria a representação, em um modelo estrutural, da seção transversal de uma ponte hipotética com cinco vigas principais.

Figura 14 - Modelo estrutural de uma ponte fictícia pelo método de Fauchart

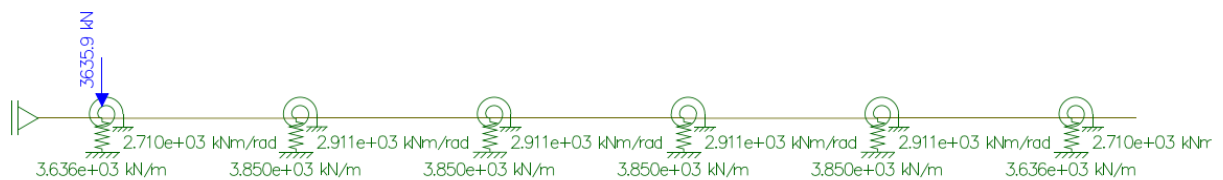


Fonte: (LÜBECK, 2020)

Posteriormente, para obter-se a linha de influência das reações verticais, aplica-se uma carga vertical de deformação unitária sobre a viga que se deseja obter esse diagrama. A deformada resultante será a linha de influência da viga analisada. Para a linha de influência de momento torsor o procedimento é o mesmo, porém aplica-se um momento que provoque um giro unitário sobre a viga que se deseja obter a LI (LÜBECK, 2020).

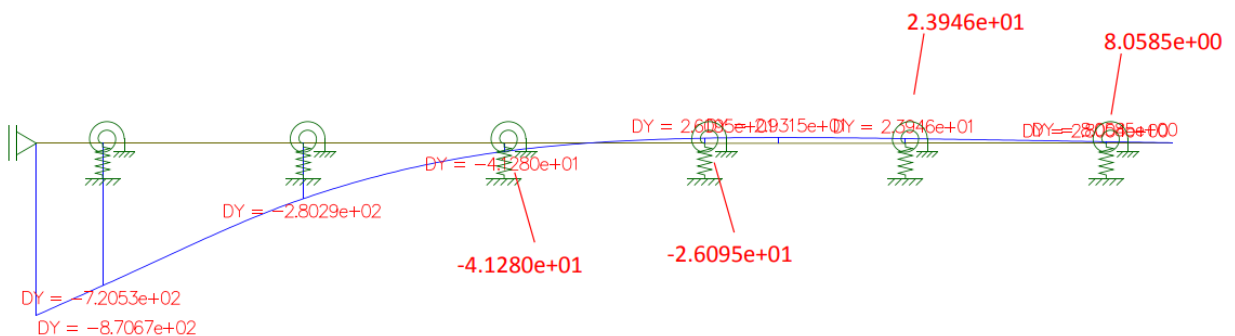
As Figura 15 e 16 exemplificam o procedimento descrito anteriormente para a viga de extremidade do modelo mostrado na Figura 14.

Figura 15 - Aplicação de uma carga de deformação unitária sobre a viga de extremidade



Fonte: (LUBECK, 2020)

Figura 16 - Deformada e LI para a viga de extremidade

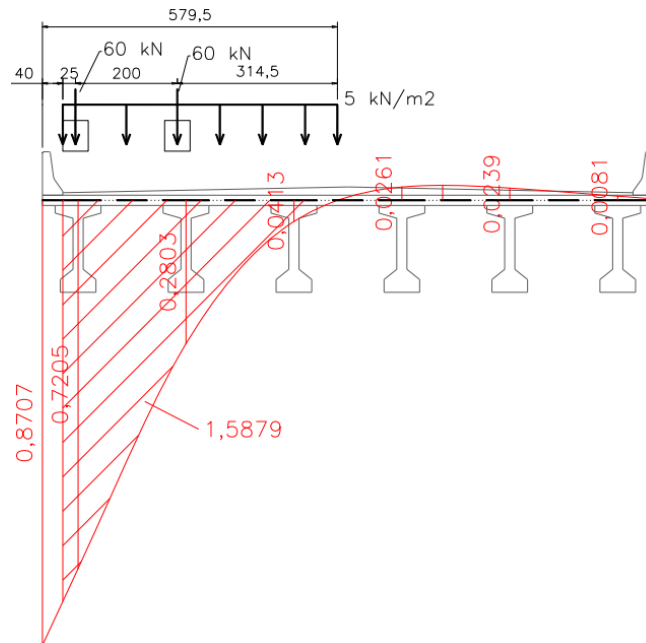


Fonte: (LUBECK, 2020)

Portanto, percebe-se que para se obterem as maiores reações verticais na viga de extremidade seria preciso posicionar as cargas móveis o mais próximo possível dessa viga. Além disso, não se deveria carregar o tabuleiro após a viga 4, pois as ordenadas passam a assumir valores positivos e, dessa forma, as cargas atuam a favor da segurança na análise da

longarina de extremidade. A Figura 17 mostra como deveria ser o posicionamento do trem-tipo na seção transversal.

Figura 17 - Posicionamento do trem-tipo na seção transversal



Fonte: (LÜBECK, 2020)

2.3.2 Norma estadunidense

A principal normativa que trata das ações atuantes em pontes nos EUA é a “*Load and Resistance Factor Design (LRFD) Bridge Design Specifications*”, elaborada pela *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*.

As referências para esse capítulo são todas da (AASHTO, 2020).

2.3.2.1 Cargas Móveis

A configuração de carga móvel a ser considerada em pontes é designada como HL-93 e consiste em uma combinação do:

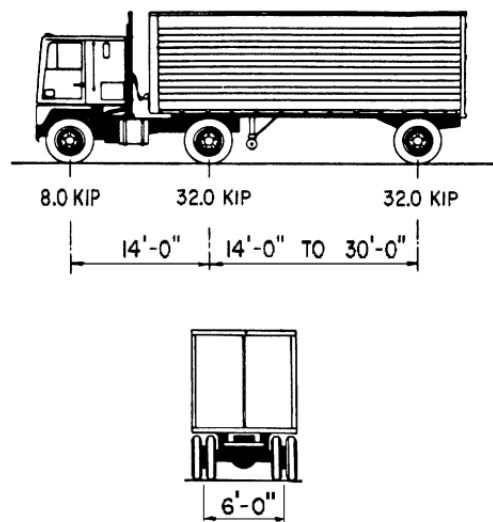
- Caminhão de projeto (design truck) OU tandem de projeto (design tandem), com

- Uma carga distribuída (design lane load).

Deve ser utilizada a combinação que gere os maiores esforços no elemento estrutural que está sendo analisado.

O caminhão de projeto consiste em um veículo com três eixos na direção longitudinal, sendo o primeiro eixo com um peso total de 35,59 kN (8 KIP) e o segundo e terceiro eixos com um peso de 142,34 kN (32 KIP) cada um. A distância entre o primeiro e o segundo eixo deve ser de 4,27 m (14' pés), enquanto a distância entre o segundo e o terceiro eixo deve variar entre 4,27 m (14' pés) e 9,14 m (30' pés), considerando-se o espaçamento que gere os maiores esforços. A distância transversal entre as rodas é de 1,83 m. A Figura 18 ilustra as características do caminhão de projeto.

Figura 18 - Características do caminhão de projeto



Fonte: (AASHTO, 2020)

Já o tandem de projeto é um veículo composto por dois eixos na direção longitudinal com 111,21 kN(25 KIP) de peso cada um, espaçados por uma distância de 1,22 m. A distância transversal entre as rodas é de 1,83 m.

Tanto o caminhão de projeto quanto o tandem de projeto devem ser acompanhados por uma carga uniformemente distribuída de 9,34 kN/m. Esse trem-tipo é disposto diretamente

sobre as longarinas e alterado pelos fatores de impacto e LLDF (SILVA; VASCONCELOS, 2021).

2.3.2.2 Número de faixas de projeto (design lanes)

A AASHTO determina que o vão útil da seção transversal da ponte (espaço destinado para a circulação de automóveis) seja dividido em faixas de largura igual a 3,66m. Dessa forma, o número de faixas de projeto (design lanes) a ser considerado é igual a parte inteira da seguinte divisão: largura da pista medida entre defensas ou meio-fios (em metros) /3,66.

No entanto, se as faixas de tráfego definidas para a ponte possuírem uma largura menor do que 3,66 m, o número de faixas de projeto deve ser igual ao número de faixas de tráfego. A largura de cada faixa de projeto, nesse caso, deve ser igual à largura de cada faixa de tráfego.

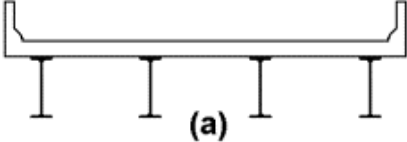
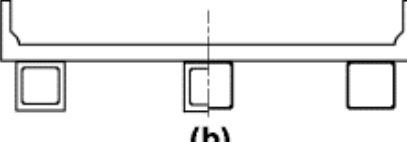
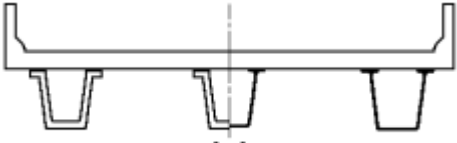

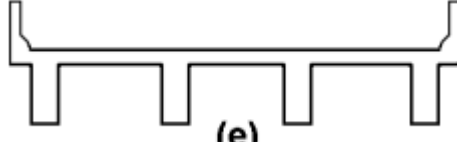
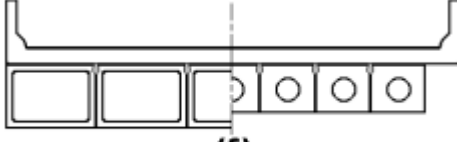
2.3.2.3 Fator de distribuição transversal para cargas móveis (Live Load Distribution Factor - LLDF)




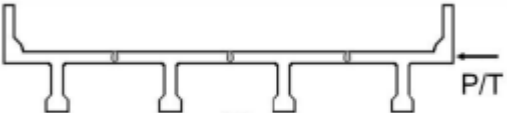
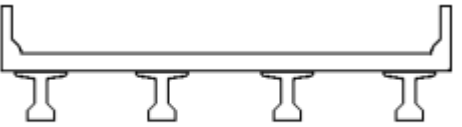
A norma americana, diferente da norma brasileira, define equações a serem utilizadas pelos projetistas a fim de determinarem, dada uma seção transversal carregada, qual a parcela de carregamento que cabe a cada longarina da ponte. Nessas equações, calcula-se um fator de distribuição transversal (LLDF) a ser multiplicado pelo valor das cargas móveis. Em seguida, é possível obter o trem-tipo para cada longarina da estrutura.

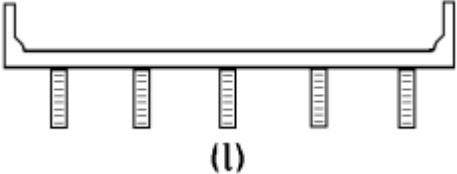
A escolha da equação de cálculo do fator de distribuição transversal (LLDF) é feita levando em conta três fatores: o tipo de ponte, o número de faixas carregadas e a posição da longarina (interna ou externa).

A Tabela 1 mostra as classificações que a norma faz para as diferentes pontes em viga, conforme o formato das vigas, tipo de tabuleiro e o material.

Tabela 1 - Classificações das pontes em viga pela AASHTO

Componentes de suporte	Tipo de tabuleiro	Seção transversal típica
Vigas de aço	Laje de concreto moldada no local, laje de concreto pré-moldada, longarinas em aço, painéis soldados/com pinos, madeira tensionada	 <p>(a)</p>
Vigas de seção caixão fechadas, em aço ou pré-moldadas em concreto	Laje concretada no local	 <p>(b)</p>
Vigas de seção caixão abertas, em aço ou pré-moldadas em concreto	Laje concretada no local, laje pré-moldada em concreto	 <p>(c)</p>
Vigas de seção caixão multi-celulares, moldadas no local	Concreto monolítico	 <p>(d)</p>
Vigas de seção T concretadas no local	Concreto monolítico	 <p>(e)</p>
Vigas de seção caixão maciça, vazias ou celulares, pré-moldadas e com elementos de cisalhamento	Concreto moldado no local sobreposto aos elementos	 <p>(f)</p>

<p>Vigas de seção caixão vazias ou celulares, pré-moldadas, com elementos de cisalhamento e com ou sem protensão transversal</p>	<p>Integralmente de concreto</p>	 <p>(g)</p>
<p>Vigas de seção “canal” pré-moldadas, com elementos de cisalhamento</p>	<p>Concreto moldado no local sobreposto aos elementos</p>	 <p>(h)</p>
<p>Vigas de seção T dupla, pré-moldadas, com elementos de cisalhamento e com ou sem protensão transversal</p>	<p>Integralmente de concreto</p>	 <p>(i)</p>
<p>Vigas de seção T pré-moldadas, com elementos de cisalhamento e com ou sem protensão transversal</p>	<p>Integralmente de concreto</p>	 <p>(j)</p>
<p>Vigas em seção I ou T de base alargada, pré-moldadas</p>	<p>Concreto moldado no local ou pré-moldado</p>	 <p>(k)</p>

Vigas de madeira	Concreto moldado no local ou de madeira, painéis soldados ou com pinos, madeira tensionada	
------------------	--	--

Fonte: Adaptado/traduzido de (AASHTO, 2020)

Após escolher o melhor modelo da Tabela 1 que representa a ponte a ser calculada é preciso selecionar a equação para o cálculo do fator de distribuição transversal (LLDF).

Os anexos A e B (pág. 61 e pág. 62) indicam as tabelas a serem utilizadas para o cálculo do LLDF para o momento fletor nas longarinas externas e internas, respectivamente, enquanto os anexos C e D (pág. 64 e pág. 65) apontam as equações a serem usadas para o esforço cortante. A Tabela 2 é um fragmento traduzido do Anexo A usado para facilitar o entendimento das tabelas da AASHTO.

Tabela 2 – Fragmento traduzido da tabela de cálculo do LLDF para momento fletor em longarinas externas

Tipo de superestrutura	Seção transversal típica (ver tabela 1)	Coeficiente de distribuição transversal (LLDF)	Intervalo de aplicação
Tabuleiro de concreto com vigas de madeira	I	Uma faixa carregada: $S/12,0$ Duas ou mais faixas carregadas: $S/10,0$	$S \leq 6,0$
Tabuleiro de concreto com vigas de aço ou vigas de	a, e, k e também i, j se a estrutura estiver suficientemente conectada para	Uma faixa carregada: $0,06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0,4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{K_g}{12,0Lt_s^3}\right)^{0,1}$ Duas ou mais faixas carregadas:	$3,5 \leq S \leq 16,0$ $4,5 \leq t_s \leq 12,0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$

concreto, vigas T e duplo T	atuar como uma unidade	$0,075$ $+ \left(\frac{S}{9,5}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{K_g}{12,0Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$10.000 \leq K_g \leq$ $7.000.000$
		<p>Usar o menor dos valores obtidos com as equações acima usando $N_b=3$ ou a regra da alavanca</p>	$N_b=3$
Vigas de seção caixão multicelulares	d	<p>Uma faixa carregada:</p> $\left(1,75 + \frac{S}{3,6}\right) \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0,35} \cdot \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$	$7,0 \leq S \leq 13,0$ $60 \leq L \leq 240$ $N_c \geq 3$
		<p>Duas ou mais faixas carregadas:</p> $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{S}{5,8}\right) \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	<p>Se $N_c > 8$ usar $N_c = 8$</p>
Tabuleiro de concreto com vigas caixão	b,c	<p>Uma faixa carregada:</p> $\left(\frac{S}{3,0}\right)^{0,35} \cdot \left(\frac{Sd}{12,0L^2}\right)^{0,25}$	$6,0 \leq S \leq 18,0$ $20 \leq L \leq 140$ $18 \leq d \leq 65$
		<p>Duas ou mais faixas carregadas:</p> $\left(\frac{S}{6,3}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{Sd}{12,0L^2}\right)^{0,125}$	$N_b \geq 3$
		<p>Usar a regra da alavanca</p>	$S > 18,0$

Fonte: (AASHTO, 2020)

As grandezas mostradas pela Tabela são as seguintes:

S= espaçamento entre vigas, em pés;

L = vão da viga, em pés;

N_b = número de vigas longarinas;

N_c = número de células de uma viga caixão multicelular;

N_L = número de faixas de projeto;

t_s = altura da laje, em polegadas;

d = altura da viga ou longarina, em polegadas;

d_e = distância horizontal da face exterior da viga de extremidade até a borda interior do meio-fio, guarda-corpo ou defesa, em pés;

e = fator de correção (equação consta em cada tabela)

g = fator de distribuição transversal (LLDF);

K_g = parâmetro de rigidez longitudinal, em pol^4 , dado pela Equação (10):

$$K_g = n(I + Ae_g) \quad (10)$$

Sendo:

n : relação entre o módulo de elasticidade do material da longarina e do tabuleiro;

I : momento de inércia da viga isolada, em pol^4 ;

A : área da seção transversal da viga, em pol^2 ;

e_g : distância entre o centro de gravidade da viga e da laje, em polegadas;

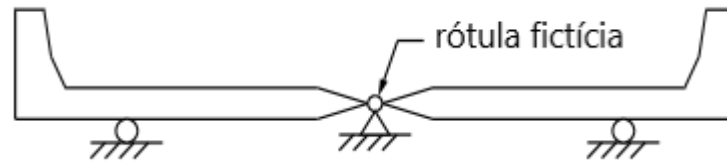
Em seguida, multiplica-se o fator de distribuição transversal pelo valor das cargas móveis para a obtenção dos carregamentos que serão aplicados sobre cada longarina. Ao usar as equações LLDF não é necessário majorar as ações pelo fator de presença múltipla (item 2.3.2.4), salvo algumas exceções, como quando é necessário fazer uso da regra da alavanca.

2.3.2.3.1 Regra da alavanca

Em alguns casos as tabelas para cálculo do fator de distribuição transversal (LLDF) (ANEXO A – Fator de Distribuição Transversal para o Momento Fletor nas Vigas Externas, B, C e D) indicam que o projetista deve utilizar a regra da alavanca para a determinação desse fator, principalmente nas tabelas de vigas de extremidade.

A regra da alavanca consiste em realizar a soma de momentos sobre um apoio a fim de se encontrar a reação em outro apoio. Para isso, deve-se assumir que o apoio onde é equacionada a soma de momentos contém uma articulação (rótula). A Figura 19 mostra um modelo fictício para a aplicação da regra da alavanca em uma ponte com três longarinas.

Figura 19 - Modelo fictício para aplicação da regra da alavanca em uma ponte com três longarinas



Fonte: (AASHTO, 2020)

Deve-se aplicar as cargas de roda do veículo a ser utilizado na posição mais desfavorável para a longarina que se almeja calcular o fator de distribuição transversal. Aplicam-se cargas concentradas com valor igual a 0,5; de modo que a soma das cargas das duas rodas seja unitária. Assim, a reação no apoio da longarina de extremidade resulta no fator de distribuição, que ainda precisa ser multiplicado pelo fator de presença múltipla. Para melhor entendimento sugere-se verificar o item 3.3.2.1 (pág. 51)

2.3.2.3.2 Fator de presença múltipla (m)

É um fator de ponderação que busca levar em consideração a probabilidade de ocupação simultânea das faixas de projeto pela carga móvel HL-93. Ao usar a regra da alavanca ou outros métodos estáticos é preciso aplicar esse coeficiente sobre o valor das cargas. No entanto, esse coeficiente não deve ser utilizado juntamente com os fatores de distribuição transversal especificados nos anexos A, B, C e D; pois esses fatores já incorporam a probabilidade da presença simultânea das cargas.

A Tabela 3 mostra os valores a serem adotados para o fator de presença múltipla, em função do número de faixas carregadas.

Tabela 3 - Fator de presença múltipla

Número de faixas carregadas	Fator de presença múltipla (m)
1	1,2
2	1,00
3	0,85

>3	0,65
----	------

Fonte: (AASHTO, 2020)

2.3.2.5 Acréscimo da carga dinâmica (IM)

É um incremento da carga dinâmica que possui a função de levar em conta o impacto das cargas nas rodas dos veículos em movimento. Esse impacto pode ser atribuído a dois fatores:

- Descontinuidades da superfície de rolamento, como juntas do tabuleiro, trincas e buracos;
- Vibrações no pavimento da via, como as causadas pelo recalque do aterro ou pela ressonância de frequências semelhantes da ponte e do veículo;

Esse acréscimo deve ser aplicado somente às cargas das rodas dos automóveis, não há necessidade de utilizá-lo nas cargas distribuídas. A Tabela 4 indica os valores a serem adotados para esse acréscimo de carga.

Tabela 4 - Valores do acréscimo de carga dinâmica (IM)

Componente da estrutura	IM
Juntas de laje – todos os estados limites	75%
Todos os demais componentes: estado limite de fadiga e fratura	15%
Todos os demais componentes: todos os outros estados limites	33%

Fonte: Adaptado de (AASHTO, 2020)

Tabela 5 - Resumo das características da ponte em estudo

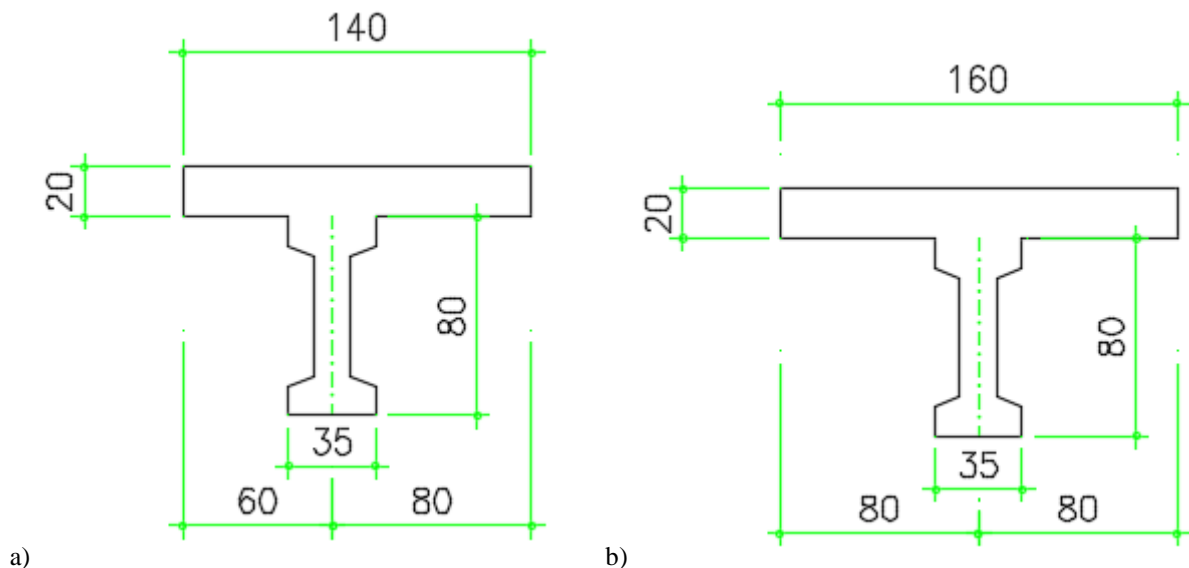
CARACTERÍSTICAS DA PONTE		
Número de vigas	4	un
Altura das vigas (h,viga)	80	cm
Largura da alma (ba)	15	cm
Largura da mesa (bf) (vigas internas - V2 e V3)	1,60	m
Largura da mesa (bf) (vigas externas – V1 e V4)	1,40	m
Largura da base (bb)	35	cm
Espessura da laje (hf)	20	cm
Vão da seção transversal (entre barreiras)	5,50	m
Vão entre apoios longitudinais	15	m
Distância entre vigas	1,60	m
Área da seção transversal (V1 e V4)	4560	cm ²
Área da seção transversal (V2 e V3)	4960	cm ²
Resistência do concreto (fck)	40	MPa
Módulo de elasticidade longitudinal (Ecs) (vigas e lajes)	31876	MPa
Módulo de elasticidade transversal (G)	13282	MPa
Momento de inércia (Jx) (V1 e V4)	4.052.688	cm ⁴

Momento de inércia (J_x) (V2 e V3)	4.202.976	cm^4
---	-----------	---------------

Fonte: autor

As vigas externas possuem uma faixa de contribuição diferente das vigas internas, conforme é possível visualizar nas suas seções transversais ilustradas pela Figura 21.

Figura 21 - Seção transversal mostrando as faixas de contribuição das vigas: a) externas b) internas



Fonte: autor

3.2 NORMA BRASILEIRA – ABNT NBR 7188 (2013)

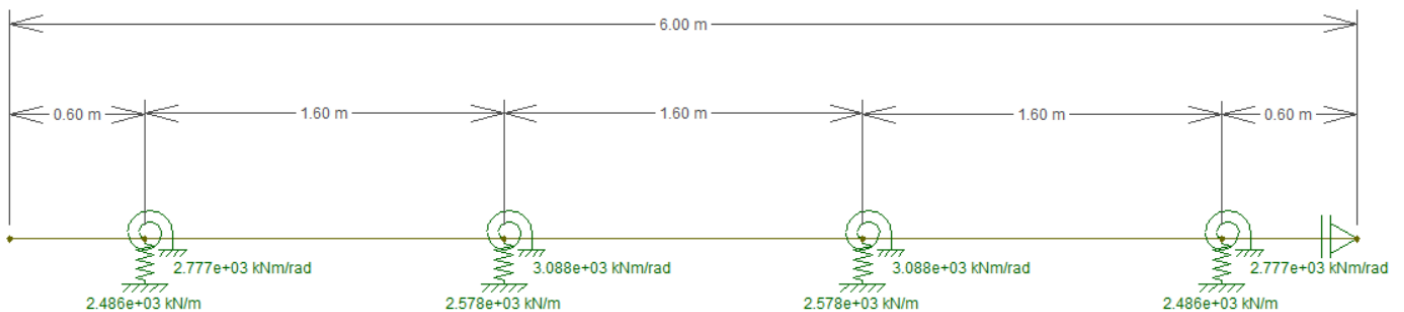
3.2.1 Processo de Fauchart

Aplicou-se o processo de Fauchart (item 2.3.1.4) para a obtenção das linhas de influência de cada viga, a fim de se conhecer qual a região que deveria ser carregada para maximizar os esforços e os coeficientes de distribuição transversal de cada longarina para essa configuração de carregamento. Como a seção transversal da ponte é simétrica só é preciso realizar o processo para as duas primeiras vigas. Obteve-se um coeficiente de deformação vertical (K_v) de 2485,60 kN/m para as vigas externas (V1 e V4) e de 2577,80 kN/m para as

vigas internas (V2 e V3). Já para o coeficiente de deformação torcional (K_t) os valores obtidos foram de 2777,30 kN.m/rad e 3088,0 kN.m/rad para as vigas internas e externas, respectivamente.

Em seguida, foi feito um modelo estrutural da seção no software Ftool para encontrar as linhas de influência aplicando-se uma carga de deformação unitária e gerando a deformada da seção. A Figura 22 mostra o modelo estrutural executado no Ftool simulando o comportamento dos apoios como molas.

Figura 22 - Modelo estrutural da seção transversal da ponte usando o processo de Fauchart



Fonte: autor

Nas Figura 23 e 24 é possível visualizar o processo de aplicação de uma carga de deformação vertical unitária e a linha de influência (deformada) das vigas V1 e V2, respectivamente.

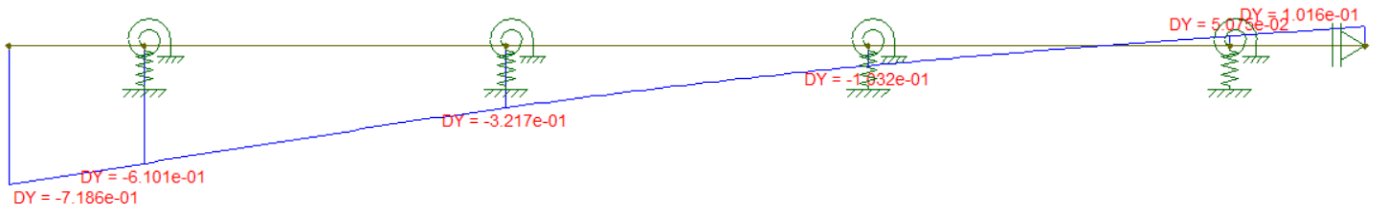
Figura 23 - a) Aplicação de uma carga vertical de deformação unitária na viga V1

b) Linha de influência da viga V1

a)



b)



Fonte: autor

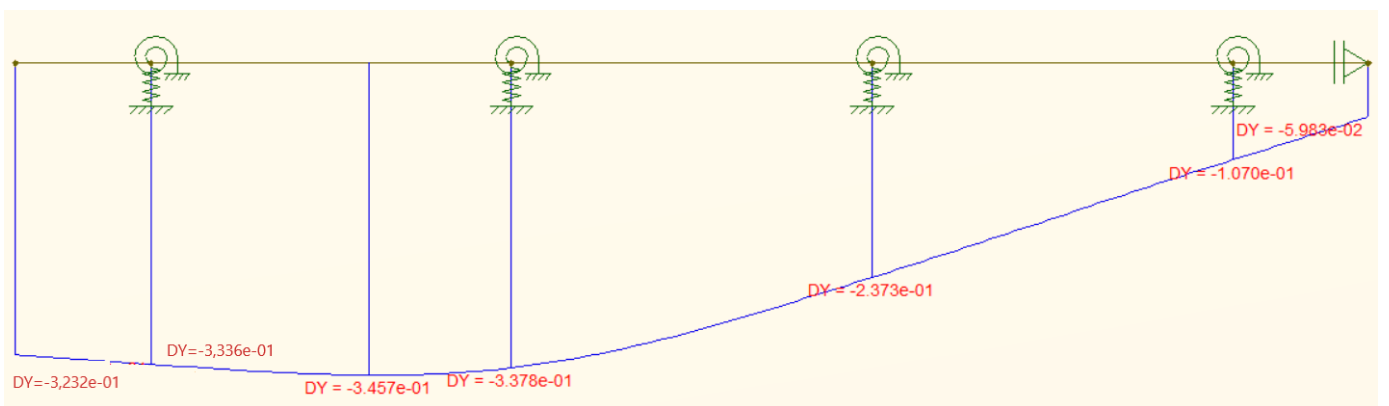
Figura 24 - a) Aplicação de uma carga vertical de deformação unitária na viga V2

b) Linha de influência da viga V2

a)



b)

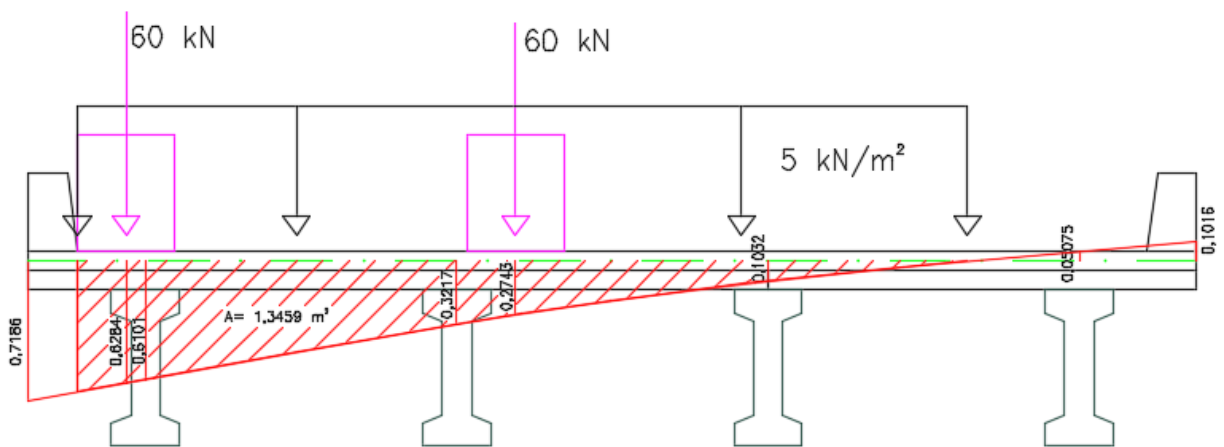


Fonte: autor

Por meio da linha de influência posicionou-se o trem-tipo brasileiro (TB 450) na região mais desfavorável para cada viga e calculou-se os carregamentos que cabem a cada viga,

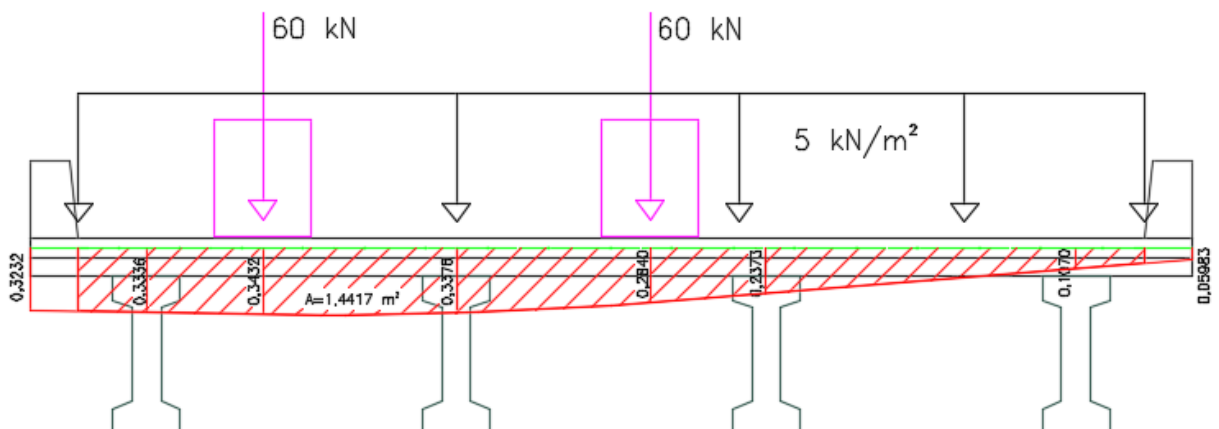
multiplicando as cargas pontuais pela sua respectiva ordenada na LI e a carga distribuída pela área compreendida no diagrama. Foi feita a homogeneização da carga de multidão, descontando-se uma parcela do carregamento das rodas do veículo, conforme descrito no item 2.3.1 (pág. 18). A posição assumida para as cargas móveis para a viga V1 está representada na Figura 25, juntamente à linha de influência logo abaixo e a área ocupada pela carga de multidão (região hachurada em vermelho). O mesmo pode ser visualizado na Figura 26 para a viga V2.

Figura 25 - Posição mais desfavorável do trem-tipo para a viga V1 e sua linha de influência



Fonte: autor

Figura 26 - Posição mais desfavorável do trem-tipo para a viga V2 e sua linha de influência



Fonte: autor

3.2.2 Cálculo dos carregamentos nas longarinas

- Coeficiente de impacto vertical (CIV) (ver item 2.3.1.1)

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

$L_{iv} = 15,0$ m – estrutura isostática

$$CIV = 1,33$$

- Coeficiente de número de faixas (CNF) (ver item 2.3.1.2)

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

$n = 1$ faixa de tráfego

$$CNF = 1,05$$

- Coeficiente de impacto adicional (CIA) (ver item 2.3.1.3)

CIA = 1,25 – estrutura em concreto

Esse coeficiente será utilizado somente para o cálculo do esforço cortante nos apoios.

3.2.2.1 Vigas externas

*Carga das rodas (P) = Carga * ordenada da LI*

$$Carga\ das\ rodas\ (P) = (60 * 0,6284) + (60 * 0,2743)$$

$$Carga\ das\ rodas\ (P) = 54,162\ kN$$

*Carga distribuída (p) = Carga * área ocupada na LI*

$$Carga\ distribuída\ (p) = 5 * 1,3459\ kN/m$$

$$Carga\ distribuída\ (p) = 6,7295\ kN/m$$

Ainda é preciso majorar as cargas pelos coeficientes de ponderação descritos na norma: coeficiente de impacto vertical (CIV), coeficiente de número de faixas (CNF) e coeficiente de impacto adicional (CIA).

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

$$Q = 54,162 * 1,33 * 1,05$$

$$Q = \mathbf{75,42 \text{ kN}}$$
 (carga para cálculo do momento fletor)

$$Q_v = 54,162 * 1,33 * 1,05 * 1,25$$

$$Q_v = \mathbf{94,30 \text{ kN}}$$
 (carga para cálculo do cortante)

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

$$q = 6,7295 * 1,33 * 1,05$$

$$q = \mathbf{9,37 \text{ kN/m}}$$
 (carga para cálculo do momento fletor)

$$q = 6,7295 * 1,33 * 1,05 * 1,25$$

$$q = \mathbf{11,71 \text{ kN/m}}$$
 (carga para cálculo do cortante)

3.2.2.2 Vigas internas

$$Carga \text{ das rodas } (P) = Carga * ordenada \text{ da LI}$$

$$Carga \text{ das rodas } (P) = (60 * 0,3432) + (60 * 0,2840)$$

$$Carga \text{ das rodas } (P) = 37,632 \text{ kN}$$

$$Carga \text{ distribuída } (p) = Carga * área \text{ ocupada na LI}$$

$$Carga \text{ distribuída } (p) = 5 * 1,4417$$

$$Carga \text{ distribuída } (p) = 7,2085 \text{ kN/m}$$

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

$$Q = 37,632 * 1,33 * 1,05$$

$$Q = \mathbf{52,40 \text{ kN}}$$
 (carga para cálculo do momento fletor)

$$Q_v = 37,632 * 1,33 * 1,05 * 1,25$$

$$Q_v = \mathbf{65,69 \text{ kN}}$$
 (carga para cálculo do cortante)

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

$$q = 7,2085 * 1,33 * 1,05$$

$$q = \mathbf{10,04 \text{ kN/m}}$$
 (carga para cálculo do momento fletor)

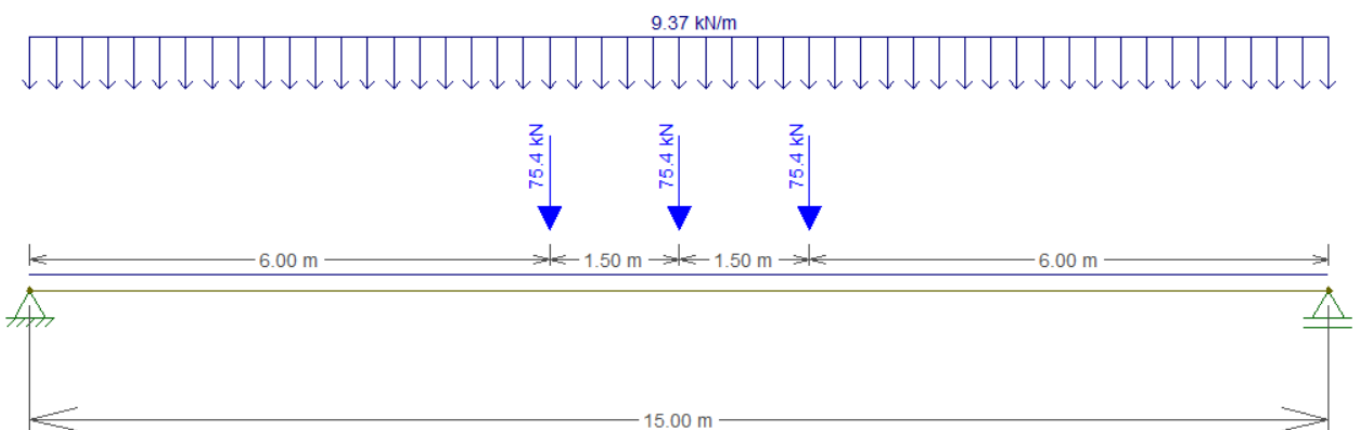
$$q = 7,2085 * 1,33 * 1,05 * 1,25$$

$$q = \mathbf{12,55 \text{ kN/m}}$$
 (carga para cálculo do cortante)

3.2.3 Trem-tipo e esforços característicos

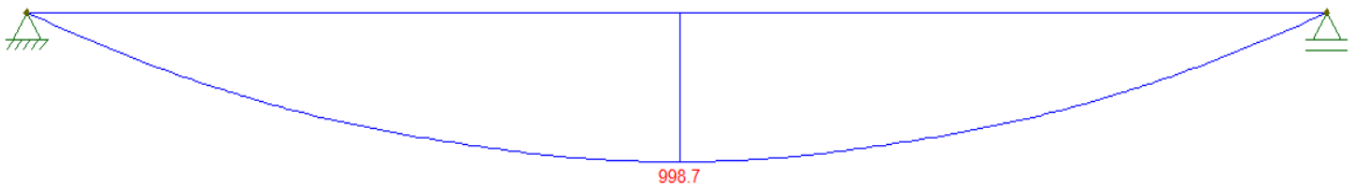
O trem-tipo para as vigas V1 e V4 para o cálculo do momento fletor característico e o valor máximo desse esforço podem ser visualizados nas Figura 27 e 28, respectivamente.

Figura 27 - Trem-tipo para o cálculo do momento fletor (vigas V1 e V4)



Fonte: autor

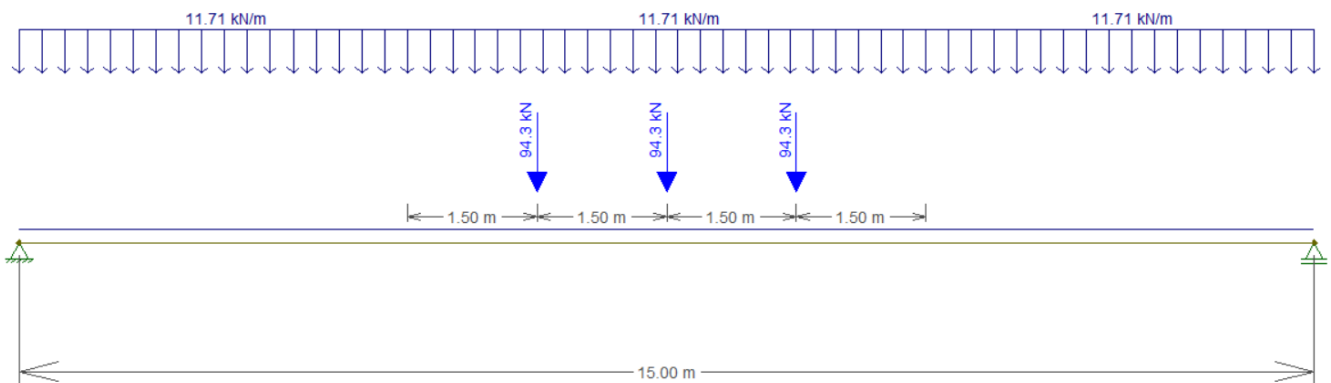
Figura 28 - Diagrama de momento fletor (vigas V1 e V4)



Fonte: autor

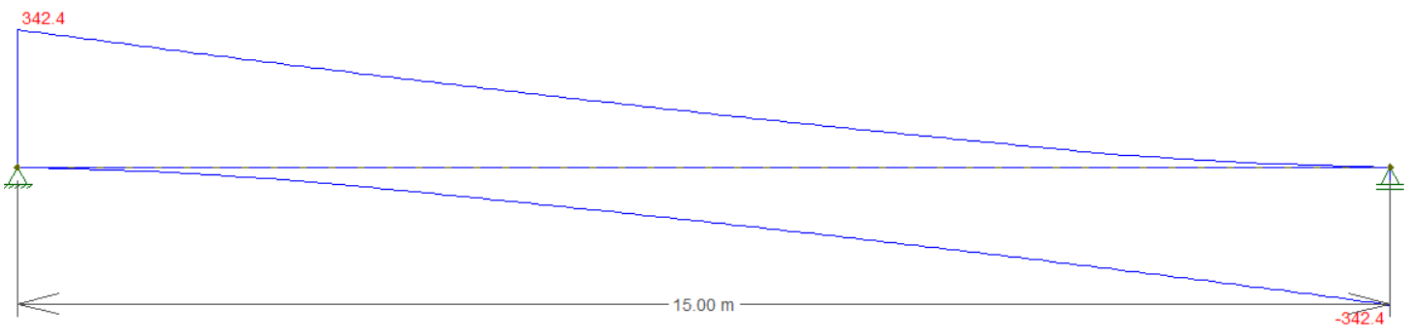
Para o esforço cortante a configuração de carregamento e o valor máximo desse esforço estão representados nas Figura 29 e 30, respectivamente.

Figura 29 - Trem-tipo para o cálculo do cortante (vigas V1 e V4)



Fonte: autor

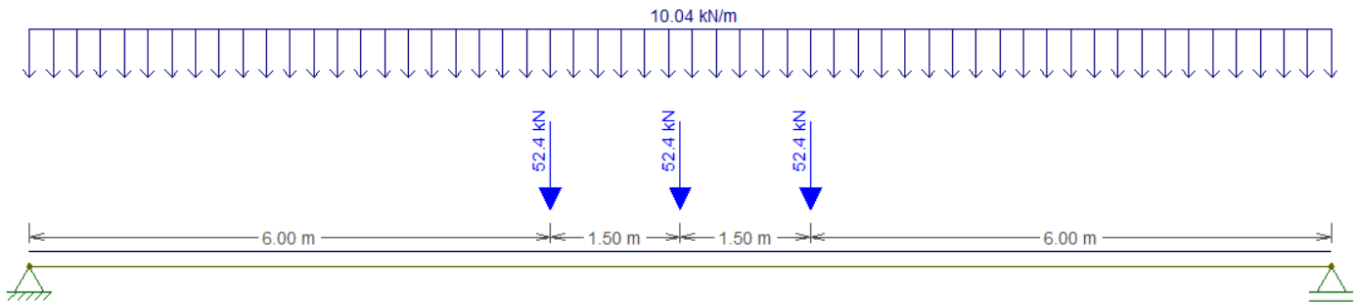
Figura 30 - Diagrama do cortante (vigas V1 e V4)



Fonte: autor

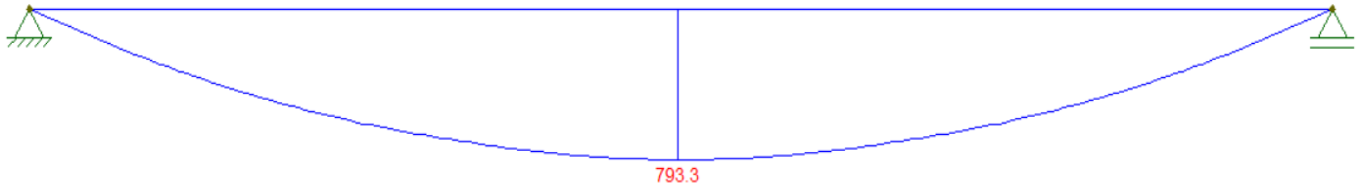
Da mesma forma, o trem-tipo para as vigas V2 e V3 para o cálculo do momento fletor característico e o valor máximo desse esforço podem ser visualizados nas Figura 31 e 32, respectivamente. Essas informações para o esforço cortante estão dispostas nas Figura 33 e 34.

Figura 31- Trem-tipo para o cálculo do momento fletor (vigas V2 e V3)



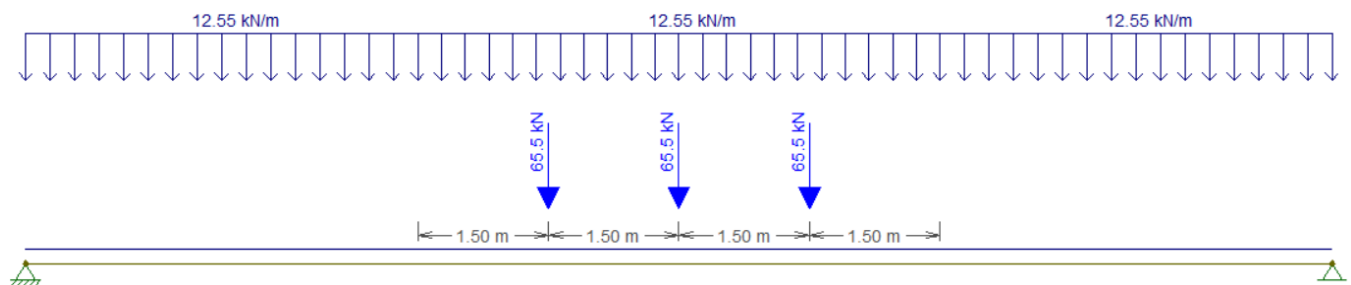
Fonte: autor

Figura 32 - Diagrama de momento fletor (vigas V2 e V3)



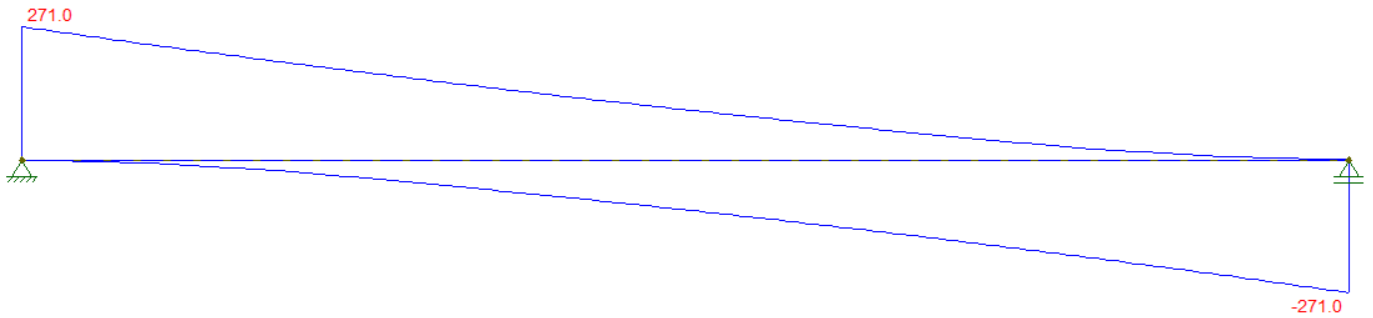
Fonte: autor

Figura 33 - Trem-tipo para o cálculo do cortante (vigas V2 e V3)



Fonte: autor

Figura 34 - Diagrama do cortante (vigas V2 e V3)



Fonte: autor

3.3 NORMA NORTE AMERICANA – AASTHO LRFD Bridge Design Specifications (2020)

Para o procedimento realizado na norma americana alguns parâmetros precisam estar nas unidades de medida estadunidenses. Esses parâmetros, sua nomenclatura, valor e a unidade de medida utilizada estão dispostos na Tabela 6.

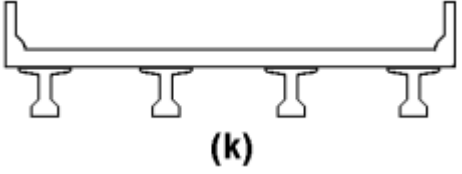
Tabela 6 - Grandezas da ponte nas unidades de medida estadunidenses

Descrição	Nomenclatura	Valor	Unidade de medida
Vão entre apoios longitudinais (comprimento das longarinas)	L	49,21	pés
Espessura da laje	t_s	7,87	polegadas
Espaçamento entre longarinas	S	5,25	pés
Parâmetro de rigidez longitudinal (ver item 2.3.2.3)	K_g	138433	polegadas ⁴

Fonte: autor

Além disso, a Figura 35 (retirada da Tabela 1) mostra o modelo escolhido (k), dentre os disponibilizados por essa norma, para representar a ponte desse trabalho.

Figura 35 - Modelo de ponte escolhido a partir da Tabela 1

Componentes de suporte	Tipo de tabuleiro	Seção transversal típica
Vigas em seção I ou T de base alargada, pré-moldadas	Concreto moldado no local ou pré-moldado	 (k)

Fonte: autor

3.3.1 Vigas internas (V2 e V3)

3.3.1.1 Fator de distribuição transversal (LLDF)

A Figura 36 (retirada do Anexo B pág. 62) indica a equação que foi utilizada para o cálculo do LLDF para momento fletor nas vigas internas da ponte.

Figura 36 - Equação do LLDF para o cálculo do momento fletor nas vigas internas

Tipo de superestrutura	Seção transversal típica (ver tabela 1)	Coefficiente de distribuição transversal (LLDF)	Intervalo de aplicação
Tabuleiro de concreto com vigas de aço ou vigas de concreto, vigas T e duplo T	a, e, k e também i, j se a estrutura estiver suficientemente conectada para atuar como uma unidade	<p>Uma faixa carregada:</p> $0,06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0,4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{K_g}{12,0Lt_s^3}\right)^{0,1}$ <p>Duas ou mais faixas carregadas:</p> $0,075 + \left(\frac{S}{9,5}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{K_g}{12,0Lt_s^3}\right)^{0,1}$	<p>$3,5 \leq S \leq 16,0$ $4,5 \leq t_s \leq 12,0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $10.000 \leq K_g \leq 7.000.000$</p> <hr/> <p>$N_b = 3$</p>

		Usar o menor dos valores obtidos com as equações acima usando $N_b=3$ ou a regra da alavanca	
--	--	--	--

Fonte: autor

$$LLDF = 0,06 + \left(\frac{5,25}{14}\right)^{0,4} \cdot \left(\frac{5,25}{49,21}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{138433}{12,0 * 49,21 * 7,87^3}\right)^{0,1}$$

LLDF = 0,3808 (fator para o cálculo do momento fletor)

O mesmo procedimento foi feito para encontrar o LLDF de esforço cortante, porém considerando agora o Anexo D pág. 65.

$$LLDF = 0,36 + \frac{s}{25}$$

$$LLDF = 0,36 + \frac{5,25}{25}$$

LLDF = 0,57 (fator para o cálculo do cortante)

3.3.1.2 Cálculo dos carregamentos

- Momento fletor

Carga 1° eixo = Carga nominal * LLDF * (1+IM)

Carga 1° eixo = 35,59*0,3808*(1+0,33)

Carga 1° eixo = 18,03 kN

Carga 2° e 3° eixos = Carga nominal * LLDF * (1+IM)

Carga 2° e 3° eixos = 142,34*0,3808*(1+0,33)

Carga 2° e 3° eixos = 72,09 kN

Carga distribuída = Carga nominal * LLDF

Carga distribuída = 9,34*0,3808

Carga distribuída = 3,56 kN/m

- **Cortante**

Carga 1° eixo = Carga nominal * LLDF * (1+IM)

Carga 1° eixo = $35,59 * 0,57 * (1 + 0,75)$

Carga 1° eixo = 35,50 kN

Carga 2° e 3° eixos = Carga nominal * LLDF * (1+IM)

Carga 2° e 3° eixos = $142,34 * 0,57 * (1 + 0,75)$

Carga 2° e 3° eixos = 141,98 kN

Carga distribuída = Carga nominal * LLDF

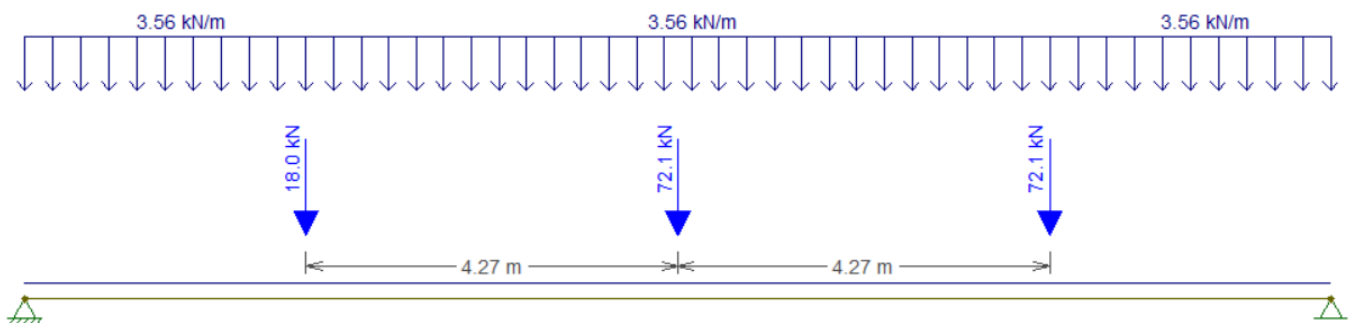
Carga distribuída = $9,34 * 0,57$

Carga distribuída = 5,32 kN/m

3.3.1.3 Trem-tipo e esforços solicitantes

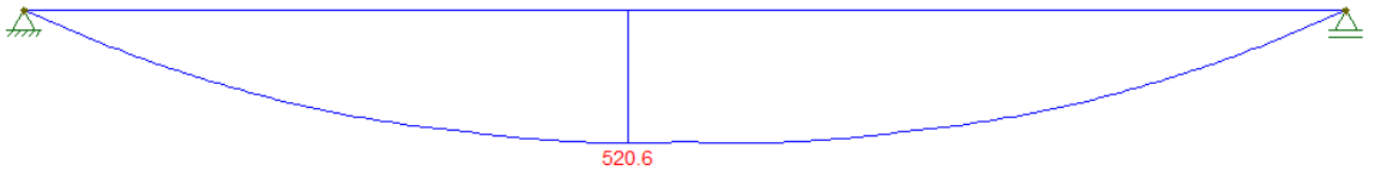
Foi usado o software Ftool para a montagem dos trem-tipos e cálculo dos esforços solicitantes. As Figura 37 e 38 mostram a configuração de carregamento para o cálculo do momento fletor e o diagrama desse esforço, respectivamente.

Figura 37 - Trem-tipo para o cálculo do momento fletor nas vigas internas (V2 e V3)



Fonte: autor

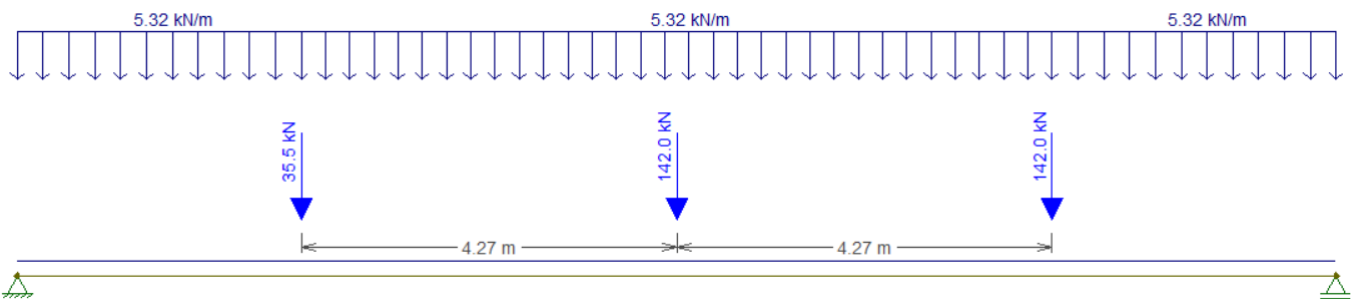
Figura 38 - Diagrama do momento fletor para as vigas internas (V2 e V3)



Fonte: autor

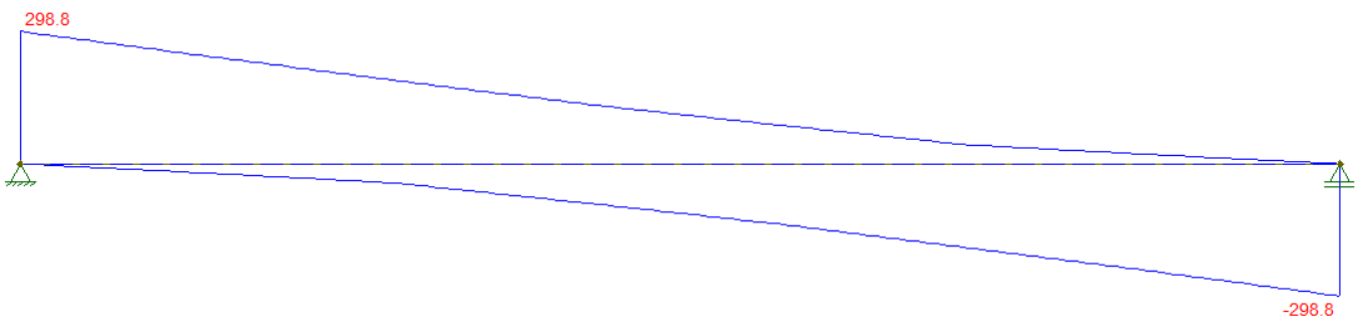
Para o cálculo do esforço cortante foi usada a configuração de carregamento representada na Figura 39. O diagrama desse esforço é ilustrado na Figura 40.

Figura 39 - Trem-tipo para o cálculo do cortante nas vigas internas (V2 e V3)



Fonte: autor

Figura 40 - Diagrama do cortante para as vigas internas (V2 e V3)



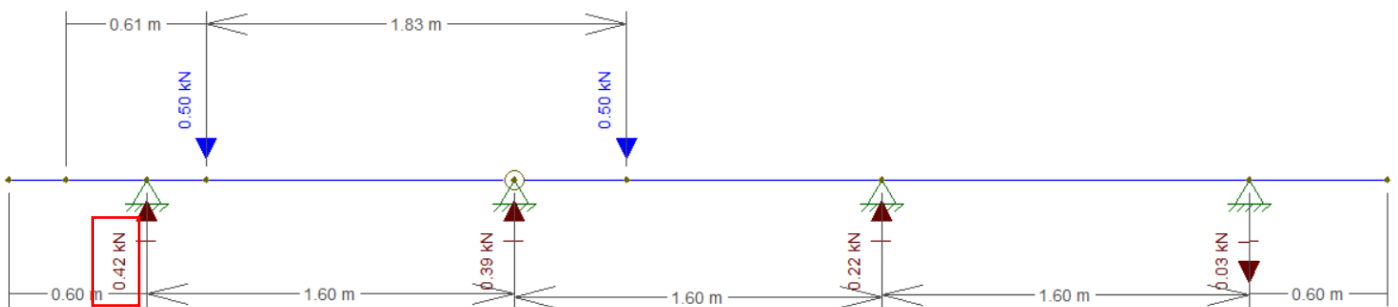
Fonte: autor

3.3.2 Vigas externas (V1 e V4)

3.3.2.1 Fator de distribuição transversal (LLDF)

Os anexos A (pág. 61) e C (pág. 64) indicam que é preciso aplicar a regra da alavanca para a obtenção do LLDF nessas vigas, tanto para o cálculo do momento fletor quanto para o esforço cortante. Esse procedimento foi realizado usando o software Ftool. Conforme explicado no item 2.3.2.3.1 (pág 32) aplica-se ao modelo da seção transversal uma rótula à viga adjacente a que se deseja calcular o Fator de Distribuição Transversal e as cargas concentradas do caminhão de projeto na posição mais desfavorável. No entanto, a distância entre a face interior da barreira da ponte e uma carga de roda não deve ser menor do que 0,61 m. Esse procedimento foi realizado usando o software Ftool, sendo o valor do LLDF a reação vertical na viga de extremidade. Nesse caso, como mostra a Figura 41, $LLDF = 0,42$.

Figura 41 - Modelo de seção transversal e carregamentos para o cálculo do LLDF a partir da regra da alavanca



Fonte: autor

Ainda, como disposto no item 2.3.21 (pág 32), ao usar o método da regra da alavanca para o cálculo do LLDF, é preciso aplicar o coeficiente de presença múltipla (m), indicado na Tabela 3. Como há somente uma faixa de tráfego $m=1,2$; portanto:

$$LLDF = 0,42 * 1,2$$

$$LLDF = 0,5040 \text{ (valor usado para o cálculo do momento fletor e cortante)}$$

3.3.2.2 Cálculo dos carregamentos

- **Diagrama de momento fletor**

$$\text{Carga 1}^\circ \text{ eixo} = \text{Carga nominal} * \text{LLDF} * (1+\text{IM})$$

$$\text{Carga 1}^\circ \text{ eixo} = 35,59 * 0,5040 * (1+0,33)$$

$$\text{Carga 1}^\circ \text{ eixo} = \mathbf{23,86 \text{ kN}}$$

$$\text{Carga 2}^\circ \text{ e 3}^\circ \text{ eixos} = \text{Carga nominal} * \text{LLDF} * (1+\text{IM})$$

$$\text{Carga 2}^\circ \text{ e 3}^\circ \text{ eixos} = 142,34 * 0,5040 * (1+0,33)$$

$$\text{Carga 2}^\circ \text{ e 3}^\circ \text{ eixos} = \mathbf{95,41 \text{ kN}}$$

$$\text{Carga distribuída} = \text{Carga nominal} * \text{LLDF}$$

$$\text{Carga distribuída} = 9,34 * 0,5040$$

$$\text{Carga distribuída} = \mathbf{4,71 \text{ kN/m}}$$

- **Diagrama de cortante**

$$\text{Carga 1}^\circ \text{ eixo} = \text{Carga nominal} * \text{LLDF} * (1+\text{IM})$$

$$\text{Carga 1}^\circ \text{ eixo} = 35,59 * 0,5040 * (1+0,75)$$

$$\text{Carga 1}^\circ \text{ eixo} = \mathbf{31,39 \text{ kN}}$$

$$\text{Carga 2}^\circ \text{ e 3}^\circ \text{ eixos} = \text{Carga nominal} * \text{LLDF} * (1+\text{IM})$$

$$\text{Carga 2}^\circ \text{ e 3}^\circ \text{ eixos} = 142,34 * 0,5040 * (1+0,75)$$

$$\text{Carga 2}^\circ \text{ e 3}^\circ \text{ eixos} = \mathbf{125,54 \text{ kN}}$$

$$\text{Carga distribuída} = \text{Carga nominal} * \text{LLDF}$$

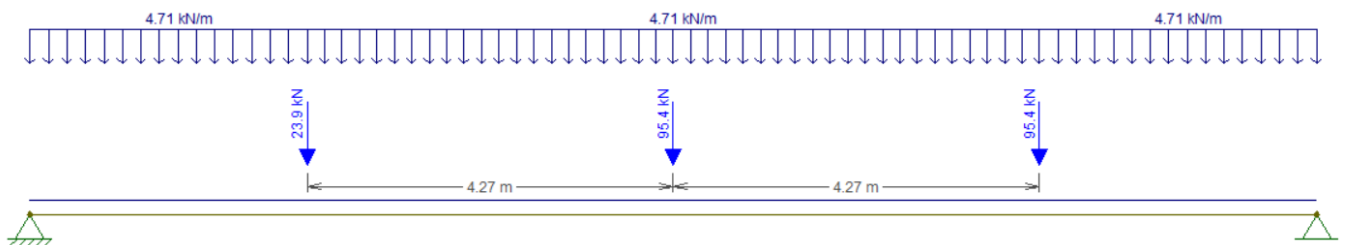
Carga distribuída = $9,34 \cdot 0,5040$

Carga distribuída = 4,71 kN/m

3.3.1.3 Trem-tipo e esforços solicitantes

Foi usado o software Ftool para a montagem dos trem-tipos e cálculo dos esforços solicitantes. As Figura 42 e 43 mostram a configuração de carregamento para o cálculo do momento fletor e o diagrama desse esforço, respectivamente.

Figura 42 - Trem-tipo para o cálculo do momento fletor nas vigas externas (V1 e V4)



Fonte: autor

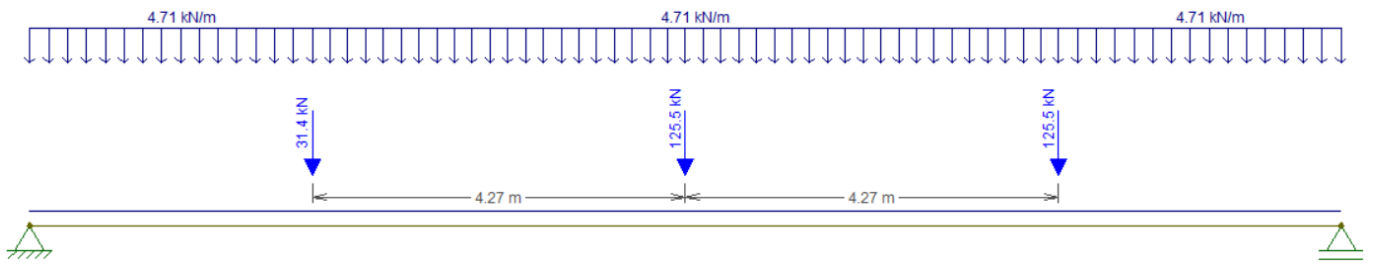
Figura 43 - Diagrama do momento fletor das vigas externas (V1 e V4)



Fonte: autor

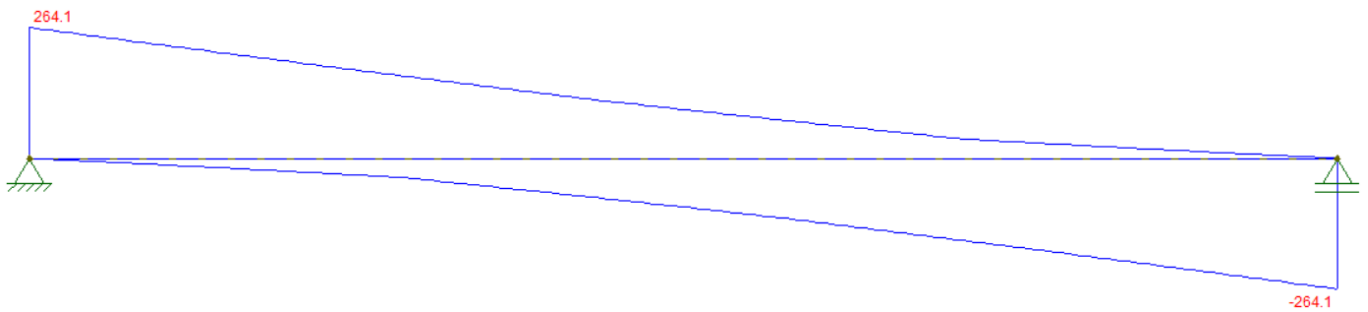
O mesmo procedimento foi realizado para o esforço cortante. A Figura 44 mostra o trem-tipo utilizado e a Figura 45 o diagrama encontrado para esse esforço.

Figura 44 - Trem-tipo para o cálculo do cortante nas vigas externas (V1 e V4)



Fonte: autor

Figura 45 - Diagrama do cortante para as vigas externas (V1 e V4)



Fonte: autor

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos para os esforços solicitantes nas longarinas podem ser visualizados na Tabela 7.

Tabela 7 - Resultados dos esforços internos encontrados (normas brasileira e norte americana)

Método	Tipo de longarina	Longarina	Momento máximo característico (kN.m)	Cortante máximo característico (kN)
Fauchart + NBR 7188	Externa	V1 e V4	998,70	342,40
	Interna	V2 e V3	793,30	271,0
AASHTO LRFD	Externa	V1 e V4	689,0	264,10
	Interna	V2 e V3	520,60	298,80

Fonte: autor

No método de Fauchart (aplicado junto à norma brasileira) verificou-se uma diferença de, aproximadamente, 21% a mais nos valores encontrados para os esforços solicitantes nas vigas externas em relação às internas, tanto para o momento fletor quanto para o esforço cortante. Essa discrepância parece razoável, pois ao analisar a linha de influência das vigas de extremidade percebe-se que essas vigas absorvem muito mais os carregamentos quando a carga móvel circula próxima a esses apoios, enquanto mais ao centro da ponte as cargas se dissipam entre as duas vigas internas.

Já no método adotado pela AASHTO LRFD a diferença encontrada nos valores de momento fletor foi de 24% a mais para as vigas de extremidade quando comparado com as vigas internas. Para a análise das vigas de extremidade, com somente uma faixa de tráfego carregada, a AASHTO não possui um método tão refinado quanto para os outros casos, sugerindo que seja usado o método da alavanca (ver anexos A e C, págs. 61 e 64) para o cálculo dos fatores de distribuição transversal. Entende-se, portanto, que por não ser um método tão refinado quanto as outras equações LLDF, a norma procura ser mais conservadora nesses casos, obrigando, inclusive, o projetista a majorar os esforços pelo fator de presença múltipla (m), o

que resulta em cargas mais elevadas e, conseqüentemente, maiores valores para o momento fletor. Na análise do esforço cortante, por outro lado, foi encontrada uma diferença de cerca de 13% entre as vigas, sendo as internas as que apresentaram os maiores valores. Embora não seja uma diferença considerável a distinção entre os valores pode estar relacionada ao fato de que a equação para o cálculo do LLDF, no caso do esforço cortante e apenas uma faixa de tráfego carregada, possui um valor mínimo de 0,36 (ver Anexo D - pág 65); valor esse considerado alto em comparação com os fatores obtidos para o cálculo do momento fletor. Além disso, essa equação é função apenas do espaçamento S entre as vigas, desconsiderando outras propriedades da seção.

Ao comparar as duas normativas (NBR 7188 e a AASHTO LRFD) na análise das vigas externas o método de Fauchart, aliado à norma brasileira, apresentou um valor de momento fletor 45% maior do que o encontrado pelo processo da norma americana, enquanto para o esforço cortante essa diferença foi de 30%, aproximadamente. Já na comparação entre os esforços das vigas internas o resultado do momento fletor máximo foi cerca de 52% maior na análise pelo procedimento da NBR 7188. Esses resultados possivelmente se justificam por quatro motivos:

- **a simplicidade da análise proposta pela AASHTO para as vigas externas com somente uma faixa de tráfego carregada:** o método da alavanca não considera algumas propriedades da seção e do material, tais como o momento de inércia e a seção transversal;
- **a diferença do peso total entre os veículos de projeto de cada norma:** o TB-450 (trem-tipo brasileiro) apresenta um peso total de 450 kN, enquanto o caminhão de projeto da AASHTO LRFD totaliza 320,27 kN de peso;
- **a diferença nos coeficientes de ponderação das cargas adotados pelas duas normas:** 1,75 para a norma brasileira e 1,33 para a norma estadunidense (valores obtidos com a aplicação de todos os coeficientes previstos);
- **as exigências com relação à distância mínima que a roda dos veículos de projeto deve estar das barreiras de proteção:** enquanto a NBR 7188 recomenda que a roda do veículo seja posicionada o mais próximo possível do guarda roda para a obtenção dos maiores esforços na viga de extremidade, a AASHTO LRFD preconiza, em várias passagens da norma, que o centro de qualquer roda de veículo não deve distar menos de 0,61 m da face interna da barreira de proteção ou defesa.

Essa exigência, para uma ponte de pequeno vão transversal, como a que está sendo analisada, acaba deslocando consideravelmente o veículo mais para o centro da ponte, fazendo com que as vigas de extremidade absorvam menos o esforço da carga móvel, quando comparadas com a disposição proposta pela NBR 7188 (2013).

O único caso em que a AASHTO LRFD apresentou valores maiores de esforços em relação à NBR 7188 (uma diferença de cerca de 10%) foi na análise do cortante máximo nas vigas internas. Um valor maior de LLDF obtido nesse caso (aproximadamente 0,57) e um fator de carga dinâmica (IM) também maior na norma americana resultaram em uma configuração de trem-tipo para análise de cortante com cargas mais elevadas no modelo estadunidense.

5. CONCLUSÕES

Primeiramente percebeu-se que, de modo geral, a norma brasileira é mais superficial que a americana, ao passo que não define coeficientes de distribuição transversal, ficando a cargo do projetista escolher um método para determinar como se dá a transferência dos carregamentos do tabuleiro para as lajes e vigas. Essa superficialidade também pode ser notada na falta de riqueza e quantidade de informações: enquanto a AASHTO LRFD possui um total de 1905 páginas as normativas brasileiras que tratam sobre as ações atuantes em pontes somam, no máximo, 122 páginas de conteúdo.

A aplicação do método de Fauchart possibilitou, por meio das linhas de influência, entender de forma qualitativa e quantitativa como se dá a transferência das cargas do tabuleiro para as vigas longarinas e conhecer as regiões da seção transversal que deveriam ser carregadas para a obtenção dos maiores esforços em cada longarina. Da mesma forma, as equações propostas pela AASHTO LRFD para o cálculo dos fatores de distribuição transversal (LLDF) tornaram possível simular as parcelas de carregamentos que cabiam a cada longarina, dada uma seção transversal carregada. A partir dos valores de carregamento que cabiam a cada viga pôde-se montar o trem-tipo para cada situação, totalizando oito trens-tipos diferentes. Com o auxílio do software Ftool calculou-se os diagramas de esforço cortante e momento fletor para cada trem-tipo, dos quais foram extraídos os valores máximos para comparação.

Comparando a NBR 7188 com a AASHTO LRFD concluiu-se que para esse caso específico a normativa brasileira foi mais conservadora, resultando em esforços 29% maiores, em média.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS: Load and Resistance Factor Design (LRFD) Bridge Design Specifications**. 9 ed. Washington, Dc: Aashto, 2020. 1905 p.

ANDRADE, Luisa Guida. **Avaliação de modelos de carga móvel para projeto de pontes rodoviárias de pequenos vãos**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro (Ufrj), Macaé, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos**. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2004. 22 p. *E-book*.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187: Projetos de pontes, viadutos e passarelas de concreto**. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2021. 82 p. *E-book*.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2013. 18 p. *E-book*.

CASTRO, Thiago da Silva. **Estudo do coeficiente de distribuição transversal de cargas móveis em pontes de vigas mistas de aço e concreto**. 2016. 158 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de Passo Fundo (Upf), Passo Fundo, 2016.

CAVALCANTE, Gustavo Henrique Ferreira. **Pontes em concreto armado: análise e dimensionamento**. São Paulo: Blucher, 2019. 461 p. *E-book*.

DIPROTEC (Paraná). **Outras juntas e vedações**. Disponível em: <https://www.diprotec.com.br/produto/neoprene/>. Acesso em: 12 jul. 2023.

DRESCH, Fernanda; GOTO, Hudson; SCHMITZ, Rebeca Jéssica; BORGES, Augusto Bopsin. **Pontes**. Porto Alegre: Sagah Educação S.A, 2018. 198 p. *E-book*.

FERNANDES, Paulo de Camargo. **Construção de cinco pontes em Iguatemi tem garantia de investimento de R\$ 3,2 milhões**. Portal do Governo de Mato Grosso do Sul. Mato Grosso do Sul, 12 ago. 2017. Disponível em: <https://agenciadenoticias.ms.gov.br/construcao-de-cinco-pontes-em-iguatemi-tem-garantia-de-investimento-de-r-32-milhoes/>. Acesso em: 11 jul. 2023.

FERRAZ, Daniel. **Apoios articulados de concreto**. São Paulo, 24 jul. 2018. LinkedIn: @danieferraz. Disponível em: <https://pt.linkedin.com/pulse/apoios-articulados-de-concreto-daniel-ferraz>. Acesso em: 11 jul. 2023.

LUBECK, André. **Ponte com várias longarinas**. Santa Maria: André Lubeck, 2020. 83 slides, color.

MARCHETTI, Oswaldemar. **Pontes de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2018. 246 p. *E-book*.

SANTOS, Gabriela Carré dos; REAL, Mauro Vasconcellos; MOURA, Márcio Wrague. Aplicação do Método de Fauchart no cálculo de tabuleiro de pontes. *In: MOSTRA DA PRODUÇÃO UNIVERSITÁRIA*, 14., 2015, Rio Grande. **Congresso de Iniciação Científica**. Rio Grande: Mpu, 2015. p. 1-2. Acesso em: 15 jul. 2023.

SANTOS, Marcelo Ferreira dos. **Contribuição ao estudo do efeito de combinação de veículos de carga sobre pontes rodoviárias de concreto**. 2003. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo (Usp), São Carlos, 2003.

SILVA, Gustavo Henrique Laranjeira e; VASCONCELOS, Thiago Delfino Lima. Análise Comparativa entre as normas brasileiras e norte-americanas para o dimensionamento das Longarinas de uma Ponte de Concreto Armado da Cidade de Dois Riachos - AL. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS*, 12., 2021, Palmeira dos Índios. **Anais [...]**. Palmeira dos Índios: Cbpe, 2021. p. 1-10.

SPERNAU, Wilson. **Apostila da disciplina de pontes ECV-5260**. Florianópolis: Centro Tecnológico da Ufsc (Ctc), 2000. 140 p.

ANEXO A – Fator de Distribuição Transversal para o Momento Fletor nas Vigas Externas

Table 4.6.2.2d-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Exterior Longitudinal Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	$g = \frac{W_e}{14}$	$g = \frac{W_e}{14}$	$W_e \leq S$
		or the provisions for a whole-width design specified in Article 4.6.2.2.1		
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{28.5}$	$0 \leq d_e \leq 4.5$ $6.0 < S \leq 18.0$
			Use Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{30} \geq 1.0$	$g = e g_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{25} \geq 1.0$	$d_e \leq 2.0$
Concrete Beams Other than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Girders	b, c	As specified in Table 4.6.2.2b-1		

Fonte: (AASHTO, 2020)

ANEXO B - Fator de Distribuição Transversal para o Momento Fletor nas Vigas Internas

Table 4.6.2.2b-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	See Table 4.6.2.2a-1	
Concrete Deck on Wood Beams	l	One Design Lane Loaded: $S/12.0$ Two or More Design Lanes Loaded: $S/10.0$	$S \leq 6.0$
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	One Design Lane Loaded: $0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Two or More Design Lanes Loaded: $0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$
		use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	One Design Lane Loaded: $\left(1.75 + \frac{S}{3.6}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Two or More Design Lanes Loaded: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{5.8}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$	$7.0 \leq S \leq 13.0$ $60 \leq L \leq 240$ $N_c \geq 3$ If $N_c > 8$ use $N_c = 8$
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	One Design Lane Loaded: $\left(\frac{S}{3.0}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{12.0L^2}\right)^{0.25}$ Two or More Design Lanes Loaded: $\left(\frac{S}{6.3}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{12.0L^2}\right)^{0.125}$	$6.0 \leq S \leq 18.0$ $20 \leq L \leq 140$ $18 \leq d \leq 65$ $N_b \geq 3$
		Use Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Beams used in Multibeam Decks	f, g	One Design Lane Loaded: $k \left(\frac{b}{33.3L}\right)^{0.5} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$ where: $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$ Two or More Design Lanes Loaded: $k \left(\frac{b}{305}\right)^{0.6} \left(\frac{b}{12.0L}\right)^{0.2} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.06}$	$35 \leq b \leq 60$ $20 \leq L \leq 120$ $5 \leq N_b \leq 20$

Table 4.6.2.2b-1 (continued)—Distribution of Live Loads for Moment in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability												
	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	<p>Regardless of Number of Loaded Lanes: S/D</p> <p>where: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 11.5 - N_L + 1.4N_L(1 - 0.2C)^2$ when $C \leq 5$ $D = 11.5 - N_L$ when $C > 5$</p> $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ <p>for preliminary design, the following values of K may be used:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Beam Type</th> <th>K</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nonvoided rectangular beams</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Rectangular beams with circular voids:</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>Channel beams</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>T-beam</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>Double T-beam</td> <td>2.0</td> </tr> </tbody> </table>	Beam Type	K	Nonvoided rectangular beams	0.7	Rectangular beams with circular voids:	0.8	Channel beams	2.2	T-beam	2.0	Double T-beam	2.0	<p>Skew $\leq 45^\circ$</p> <p>$N_L \leq 6$</p>
Beam Type	K														
Nonvoided rectangular beams	0.7														
Rectangular beams with circular voids:	0.8														
Channel beams	2.2														
T-beam	2.0														
Double T-beam	2.0														
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	<p>One Design Lane Loaded: $S/7.5$ If $t_g < 4.0$ $S/10.0$ If $t_g \geq 4.0$</p> <p>Two or More Design Lanes Loaded: $S/8.0$ If $t_g < 4.0$ $S/10.0$ If $t_g \geq 4.0$</p>	<p>$S \leq 6.0$</p> <p>$S \leq 10.5$</p>												
Concrete Deck on Multiple Steel Box Girders	b, c	<p>Regardless of Number of Loaded Lanes: $0.05 + 0.85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$</p>	$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$												

Fonte: (AASHTO, 2020)

ANEXO C - Fator de Distribuição Transversal (LLDF) para o Esforço Cortante nas Vigas Externas

Table 4.6.2.2.3b-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Exterior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Beams	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{10}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			Lever Rule	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{12.5}$	$-2.0 \leq d_e \leq 5.0$
			or the provisions for a whole-width design specified in Article 4.6.2.2.1	
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{10}$	$0 \leq d_e \leq 4.5$
			Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{20} \geq 1.0$	$g = e g_{interior} \left(\frac{48}{b} \right)$ $\frac{48}{b} \leq 1.0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + \frac{b}{12} - 2.0}{40} \right)^{0.5} \geq 1.0$	$d_e \leq 2.0$ $35 \leq b \leq 60$
Concrete Beams Other Than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Beams	b, c	As specified in Table 4.6.2.2.2b-1		

Fonte: (AASHTO, 2020)

ANEXO D - Fator de Distribuição Transversal (LLDF) para o Esforço Cortante nas Vigas Internas

Table 4.6.2.2.3a-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	See Table 4.6.2.2.2a-1		
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $20 \leq L \leq 240$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $N_b \geq 4$
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	$\left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{7.3}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$6.0 \leq S \leq 13.0$ $20 \leq L \leq 240$ $35 \leq d \leq 110$ $N_c \geq 3$
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	$\left(\frac{S}{10}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{7.4}\right)^{0.8} \left(\frac{d}{12.0L}\right)^{0.1}$	$6.0 \leq S \leq 18.0$ $20 \leq L \leq 140$ $18 \leq d \leq 65$ $N_b \geq 3$
		Lever Rule	Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$\left(\frac{b}{130L}\right)^{0.15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{156}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{12.0L}\right)^{0.1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05} \left(\frac{b}{48}\right)$ $\frac{b}{48} \geq 1.0$	$35 \leq b \leq 60$ $20 \leq L \leq 120$ $5 \leq N_b \leq 20$ $25,000 \leq J \leq 610,000$ $40,000 \leq I \leq 610,000$
Concrete Beams Other Than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Beams	b, c	As specified in Table 4.6.2.2.2b-1		

Fonte: (AASHTO, 2020)