

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

ALEX NOVAK

**OTIMIZAÇÃO DA QUANTIDADE DE LONGARINAS E TRANSVERSINAS EM
PONTES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

GUARAPUAVA

2022

ALEX NOVAK

**OTIMIZAÇÃO DA QUANTIDADE DE LONGARINAS E TRANSVERSINAS EM
PONTES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

**Optimization of the number of beams and cross-beams in bridges using the
finite element method**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).
Orientador(a): Carlos Francisco Pecapedra Souza.
Coorientador(a): Bianca Paola Comin.

GUARAPUAVA

2022



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

ALEX NOVAK

**OTIMIZAÇÃO DA QUANTIDADE DE LONGARINAS E TRANSVERSINAS EM
PONTES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 14/Dezembro/2022

Carlos Francisco Pecapedra Souza
Mestrado
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Bianca Paola Comin
Mestrado
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Rodrigo Scoczynski Ribeiro
Doutorado
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Amacin Rodrigues Moreira
Doutorado
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

GUARAPUAVA

2022

Dedico este trabalho aos meus pais, Zenobia e Mario que me apoiaram e me auxiliaram durante toda a graduação, permitindo me dedicar aos estudos.

AGRADECIMENTOS

Gostaria primeiramente agradecer a Deus que sempre guia meus passos me dando saúde e força durante toda a trajetória da graduação;

Agradeço a minha família por todo o apoio e paciência durante todos esses anos que precisei me dedicar a faculdade;

Agradeço aos meus amigos de dentro e fora da faculdade;

Agradeço a todos os professores que agregaram imensamente com seus conhecimentos tanto teóricos em sala de aula, quanto conhecimentos acerca da vida;

Agradeço por iniciar e fazer parte do Projeto de Extensão “Barra Concreto” que certamente me trouxe muito conhecimento e uma visão de mundo totalmente nova e inspiradora para meu futuro na área de Engenharia Civil;

Agradeço à UTFPR – Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Guarapuava, por todo o auxílio prestado e conhecimento adquirido ao longo desses 5 anos, por me permitir conhecer novas pessoas que agregaram em muito à pessoa que sou hoje, e pelas experiências que certamente levarei para o resto da minha vida;

E, por fim, a todos que por algum motivo contribuíram para minha graduação e para a realização dessa pesquisa.

O impossível é apenas o possível que ninguém pôs esforço suficiente para realizá-lo; com esta mentalidade o impossível é factível.
(Nicoletis, 2012).

RESUMO

As pontes são estruturas que permitem a transposição de grandes obstáculos, como vales e rios, possibilitando a continuidade de uma via ou caminho e facilitando a locomoção; sendo assim, são construções indispensáveis em nossa sociedade. Uma das variáveis que mais influencia a sua construção é a questão econômica. Dessa forma, mostra-se de grande valia o estudo de uma proposta em que as estruturas da ponte sejam pensadas com o intuito de gerar os menores esforços e deformações, com vistas a reduzir os custos dispendidos com volume de material. Em razão do exposto, o trabalho em questão analisou vinte e quatro modelos de pontes, para vãos de dez e vinte metros, em que se variou a quantidade de vigas longarinas (de duas até cinco, para uma mesma ponte) e a utilização de transversinas intermediárias (de situações sem transversinas para outras com até duas transversinas). Realizou-se os cálculos deste estudo com o emprego do Método dos Elementos Finitos, através do Software CSiBridge V24, que permitiu quantificar os momentos fletores, esforços cortantes, momentos torsores e deslocamentos verticais. Os estudos demonstraram que tanto para momentos fletores quanto para cortantes a inserção de transversinas não causam grandes mudanças nos quantitativos desses esforços. Em contrapartida, o aumento das vigas longarinas, principalmente de duas para três vigas, demonstra os melhores resultados em questão de redução de fletores e cortantes. Por outro lado, para momentos torsores e deslocamentos, o modelo mais otimizado foi aquele que utilizou transversinas intermediárias, devido ao fato de a disposição destas estruturas promover melhor travamento e enrijecimento da estrutura global. Ao mesmo tempo, para torsores, observou-se que quanto menor for o número de longarinas, menor é o momento obtido, enquanto que, para deslocamentos, o melhor caso seria aquele que contém três longarinas, devido à redução das deformações originada pela adição de uma terceira viga ao centro da ponte. Dessa forma, a solução mais otimizada para os vãos estudados, abrangendo todos os parâmetros citados, seria um modelo de ponte contendo três vigas longarinas e uma transversina intermediária.

Palavras-chave: Pontes; Longarinas; Transversinas; Método dos Elementos Finitos; Otimização.

ABSTRACT

Bridges are structures through which we are able to cross large obstacles such as valleys and rivers, allowing the continuity of a road or path, facilitating the locomotion, thus, it is an indispensable construction in our society. One of the characteristics that most influences its construction is the economic issue, due to its cost of execution, thus, it is of great value, a dimensioning in which the structures of the bridge to be built have already been idealized initially to generate the lowest efforts and deformations, due to the most optimized arrangement of the amount of Beams and Cross-Beams. In light of the above, this study analyzed twenty four bridge models, in which the number of beams varied from two to five on the same bridge and the use of intermediate cross-beams from situations without stringers to those with up to two stringers. The calculations of this study were performed using the Finite Element Method, through the CSiBridge V24 software, which allowed quantifying the bending moments, shear forces, torsional moments and vertical displacements. The studies showed that both for bending and shear moments the placement of cross-beams did not cause major changes with no need to add them to the structure, however an increase in beams, especially from two to three beams, showed the best results in terms of the reduction of these efforts. On the other hand, for torsional moments and displacements, the characteristic that presented the most optimized model would be to introduce intermediate cross-beams, which have been shown to decrease the values of these efforts and deformations, due to their characteristics of providing better locking and stiffening the structure, at the same time, for torsion, it was observed that the smaller the number of beams, the lower the obtained moment, while for displacement, the best case would be the one with three stringers, due to a third beam being added in the center of the bridge, decreasing the deformations in this region. Thus, the most optimized solution covering all the parameters previously mentioned, and with the characteristics studied, would be a bridge model containing three beams and with an intermediate cross-beam.

Keywords: Bridges; Beams; Cross-Beams; Finite Element Method; Optimization.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Elementos constituintes de uma ponte	20
Figura 2 – Elementos pertencentes a superestrutura de uma ponte.....	21
Figura 3 – Carga Móvel Rodoviária TB-450.....	24
Figura 4– Representação de elementos finitos	30
Figura 5 – Diferentes tipos de elementos finitos	30
Figura 6 – Exemplificação dos eixos locais do elemento de barra.....	32
Figura 7 – Elemento de casca com quatro nós	33
Figura 8 – Elemento de casca com três nós	34
Figura 9 – Representação da divisão da modelagem dos elementos	35
Figura 10 – Organograma modelos de pontes estudados.....	43
Figura 11 – Características dos modelos de pontes estudados	44
Figura 12 – Dimensões de cada modelo de ponte em centímetros	45
Figura 13 – Representação de um modelo das pontes estudadas em 3D	45
Figura 14 – Representação da colocação de transversinas internas em centímetros para o modelo de 10 metros de vão	46
Figura 15 – Viga Longarina utilizada com dimensões em centímetros	47
Figura 16 – Seção transversal Longarina e Transversina (Centímetros)	47
Figura 17 – Propriedades do concreto utilizado (C40).....	48
Figura 18 – Defesa New Jersey.....	49
Figura 19 – Representação dos pontos de atuação da carga das defensas.....	49
Figura 20– Representação da carga móvel “Veículo” para ponte de 10 metros	50
Figura 21– Representação da carga móvel “Multidão” para ponte de 10 metros	51
Figura 22 – Momentos obtidos para longarina esquerda externa (Modelo com 2 Longarinas e 1 Transversina).....	56
Figura 23 – Cortantes obtidos para longarina esquerda externa (Modelo com 2 Longarinas e 1 Transversina).....	56
Figura 24 – Momentos torsores obtidos para longarina esquerda externa (Modelo com 2 Longarinas e 1 Transversina).....	57
Figura 25 – Representação de para qual viga está sendo realizado o estudo ao se referir a longarina externa	57
Figura 26 – Representação de para qual viga está sendo realizado o estudo ao se referir a longarina intermediária	58
Figura 27 – Representação de para qual viga está sendo realizado o estudo ao se referir a longarina interna	58
Figura 28 – Representação de pontos para verificação de deslocamentos no tabuleiro	77

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Momentos máximos obtidos para longarina esquerda externa para 10 metros (em função da variação de transversinas)	59
Gráfico 2 – Momentos máximos obtidos para longarina esquerda externa para 10 metros (em função da variação de longarinas)	60
Gráfico 3 – Momentos máximos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de transversinas para 20 m).....	61
Gráfico 4 – Momentos máximos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de longarinas para 20 m).....	61
Gráfico 5 - Momentos mínimos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de transversinas para 10 m).....	62
Gráfico 6 – Momentos mínimos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de longarinas para 10 m).....	63
Gráfico 7 – Momentos mínimos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de transversinas para 20 m).....	64
Gráfico 8 – Momentos mínimos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de longarinas para 20 m).....	64
Gráfico 9 – Momentos máximos obtidos para longarina intermediária esquerda (10 metros).....	66
Gráfico 10 – Momentos máximos obtidos para longarina intermediária esquerda (20 metros)	66
Gráfico 11 – Momentos mínimos obtidos para longarina intermediária esquerda (10 metros).....	67
Gráfico 12 – Momentos mínimos obtidos para longarina intermediária esquerda (20 metros).....	67
Gráfico 13 – Momentos máximos obtidos para longarina interna central (10 metros)	68
Gráfico 14 – Momentos máximos obtidos para longarina interna central (20 metros)	68
Gráfico 15 – Momentos mínimos obtidos para longarina interna central (10 metros).....	69
Gráfico 16 – Momentos mínimos obtidos para longarina interna central (20 metros).....	69
Gráfico 17 – Cortantes Máximos obtidos para longarina externa esquerda (10 metros).....	70
Gráfico 18 – Cortantes Máximos obtidos para longarina externa esquerda (20 metros).....	70
Gráfico 19 – Cortantes Mínimos obtidos para longarina externa esquerda (10 metros).....	71
Gráfico 20 – Cortantes Mínimos obtidos para longarina externa esquerda (20 metros).....	72
Gráfico 21 – Cortantes Máximos longarina intermediária esquerda (10 metros)	72
Gráfico 22 – Cortantes Máximos longarina intermediária esquerda (20 metros)	73
Gráfico 23 – Cortantes Máximos longarina interna central (10 metros).....	73
Gráfico 24 – Cortantes Máximos longarina interna central (20 metros).....	74

Gráfico 25 – Momentos Torsores Máximos Longarina externa esquerda (10 metros)	74
Gráfico 26 – Momentos Torsores Máximos Longarina externa esquerda (20 metros)	75
Gráfico 27 – Momentos Torsores Máximos Longarina intermediária esquerda (10 metros)	75
Gráfico 28 – Momentos Torsores Máximos Longarina intermediária esquerda (20 metros)	76
Gráfico 29 – Momentos Torsores Máximos Longarina Interna Central (10 metros)	76
Gráfico 30 – Momentos Torsores Máximos Longarina Interna Central (20 metros)	77
Gráfico 31 – Deslocamentos Máximos meio da laje do tabuleiro (10 metros) ...	78
Gráfico 32 – Deslocamentos Máximos meio da laje do tabuleiro (20 metros) ...	78
Gráfico 33 – Deslocamentos Máximos Longarina Externa (10 metros)	79
Gráfico 34 – Deslocamentos Máximos Longarina Externa (20 metros)	80
Gráfico 35 – Deslocamentos Máximos Defensas (10 metros)	80
Gráfico 36 – Deslocamentos Máximos Defensas (20 metros)	81
Gráfico 37 – Deslocamentos Máximos nos Cantos do Tabuleiro (10 metros) ...	82
Gráfico 38 – Deslocamentos Máximos nos Cantos do Tabuleiro (20 metros) ...	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Carregamentos atuantes	52
Tabela 2– Coeficientes para as ações permanentes	53
Tabela 3 - Coeficientes para as ações variáveis.....	53
Tabela 4 – Variação da diferença dos momentos máximos para longarina esquerda externa (10 metros)	61
Tabela 5 – Variação da diferença dos momentos Máximos para longarina esquerda externa (20 metros)	62
Tabela 6 – Variação da diferença dos momentos mínimos para longarina esquerda externa (10 metros)	64
Tabela 7 – Variação da diferença dos momentos mínimos para longarina esquerda externa (20 metros)	65
Tabela 8 – Quantidade de concreto para cada seção e vão estudado	83
Tabela 9 – Quantidade de concreto para cada seção e vão estudado	84

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Coef.	Coeficiente
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira Registrada
TA	Transversina de apoio
TI	Transversina intermediária
UTFPR	Universidade Tecnológica Federal do Paraná

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Objetivos	17
1.1.1	Objetivo Principal.....	17
1.1.2	Objetivos Específicos	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1	Histórico	19
2.2	Conceitos Gerais	20
2.2.1	Classificação	21
<u>2.2.1.1</u>	<u>Quanto ao material empregado</u>	<u>21</u>
<u>2.2.1.2</u>	<u>Quanto à finalidade</u>	<u>21</u>
<u>2.2.1.3</u>	<u>Quanto ao tipo estrutural</u>	<u>22</u>
2.3	Considerações acerca do dimensionamento de pontes	22
2.3.1	Normas técnicas.....	22
2.3.2	Ações em pontes.....	23
<u>2.3.2.1</u>	<u>Ações permanentes</u>	<u>23</u>
<u>2.3.2.2</u>	<u>Ações variáveis</u>	<u>24</u>
<u>2.3.2.3</u>	<u>Ações excepcionais</u>	<u>26</u>
2.3.3	Segurança e Combinações	26
2.4	Método dos elementos finitos	28
2.4.1	Elementos de Barra (Frame)	32
2.4.2	Elementos de Casca (Shell)	33
2.4.3	Modelos de placas em 3D	34
2.5	Estudos realizados	36
2.5.1	Dimensionamento de pontes	36
2.5.2	Dimensionamentos quanto às vantagens do uso de vigas transversinas 37	
2.5.3	Modelos de cálculo e softwares utilizados para o dimensionamento de pontes 39	
3	METODOLOGIA	42
3.1	Características dos modelos	44
3.2	Cálculo das Ações atuantes nas pontes	48
3.2.1	Carregamentos Permanentes	48
3.2.2	Carregamentos Variáveis	50

3.2.3	Combinação de Esforços	53
3.3	Modelagem CSiBridge	54
4	RESULTADOS E ANÁLISES	56
4.1	Momentos fletores.....	59
4.2	Cortantes.....	70
4.3	Momentos Torsores	74
4.4	Deslocamentos	77
4.5	Quantidade de concreto empregada	83
4.6	Síntese e discussão dos resultados obtidos	84
4.6.1	Com relação aos momentos fletores	84
4.6.2	Com relação aos cortantes.....	86
4.6.3	Com relação aos momentos torsores.....	87
4.6.4	Com relação aos deslocamentos	88
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	91
5.1	Conclusões	91
5.2	Recomendações	93
	REFERÊNCIAS.....	95

1 INTRODUÇÃO

O Brasil é um país de dimensões continentais e, portanto, possui uma extensa malha rodoviária, a qual é utilizada para conectar diferentes localidades e assim transportar pessoas e mercadorias. Além disso, possui ao longo de seu território diversos tipos de perfis de relevo e corpos hídricos, e tais características, aliadas a uma crescente tendência de metropolização e conurbação, demonstram a importância da realização de obras que possibilitem transpor os obstáculos geográficos. Essas obras são definidas pela ABNT NBR 7188:2013* como pontes, que as descrevem como uma estrutura sujeita à ação de cargas em movimento, aqui chamada de carga móvel. Seu objetivo é o de transpor obstáculos como vales, rios e outras características do relevo, com o propósito de fornecer meios de conectar lugares e encurtar distâncias, possibilitando o desenvolvimento de cidades e povoados (JOVEM, 2017).

O projeto para a construção de uma ponte requer conhecimentos em diversas áreas da engenharia, além da necessidade de satisfazer as exigências do tráfego, vazão de corpos d'água e outras características. Deve-se também visar a segurança ao utilizar materiais adequados e soluções construtivas pertinentes às solicitações lançadas sobre a estrutura. É necessário então que essas estruturas, quando solicitadas, provoquem tensões menores que as admissíveis, mas que ao mesmo tempo demonstrem durabilidade e cumpram as exigências normativas. Além disso, outro ponto importante é a adoção da solução mais econômica possível e que apresente características estéticas agradáveis, as quais devem se harmonizar com o ambiente no qual a obra se insere.

O cálculo estrutural para a concepção de pontes em concreto armado demanda certa complexidade devido aos fatores a que elas são submetidas, pois, além de possuírem grandes dimensões, essas estruturas sofrem esforços advindos de cargas com elevado valor, como peso próprio, cargas móveis sobre a superestrutura, cargas de vento, empuxo, temperatura e outros carregamentos. Devido a esses fatores, o estudo dos esforços atuantes nas pontes acaba sendo de grande importância, pois permite a realização do projeto e da execução de estruturas cada vez mais otimizadas

* ABNT NBR 7188:2013 – Carga móvel, rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas, e outras estruturas.

em termos de economia e segurança, e que sejam capazes de reduzir os efeitos deletérios.

No geral, a estrutura de uma ponte é composta pelo tabuleiro, que atua com a função de receber os esforços e distribuí-los para a estrutura; longarinas, que são as vigas longitudinais que recebem os esforços das lajes do tabuleiro e os distribuem para os pilares; e ainda há as transversinas, que também são vigas, mas que estão localizadas na direção transversal da ponte, contribuindo com o travejamento e a distribuição transversal de cargas. Dessa forma, o sistema estrutural de pontes com longarinas e transversinas múltiplas tem seu lugar de destaque por se mostrar eficiente e simples, possuindo um bom desempenho econômico para sua construção.

Há diversos trabalhos que estudam o dimensionamento e os esforços em pontes, porém, há um número pequeno de trabalhos de autores brasileiros que verificam o estudo da quantidade de longarinas e transversinas buscando sua otimização em termos de concepção estrutural e econômica. A grande maioria desses trabalhos acaba não verificando as deformações atuantes na estrutura como um todo, ou seja, não leva em conta a sua rigidez global, calculando apenas cada um de seus componentes de maneira isolada.

Em virtude disso, o trabalho em questão busca analisar os parâmetros anteriormente citados, utilizando para tal o Método dos Elementos Finitos por meio do software CSiBridge V24. O uso dessa ferramenta permitiu o estudo comparativo de pontes com vãos de dez e vinte metros de comprimento, em que se projetou a estrutura variando a quantidade de longarinas e transversinas. O objetivo é o de obter resultados acerca da otimização das soluções estruturais globais, isto é, verificar o comportamento de toda a estrutura para propor projetos com dimensionamentos mais eficientes, com maior economia e sem comprometer a segurança da ponte.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Principal

Realizar o estudo comparativo de modelos de pontes visando a otimização da quantidade de longarinas e transversinas, utilizando para isso o método dos elementos finitos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar um estudo acerca do tema por meio da busca de trabalhos acadêmicos que relacionem número e posição das vigas de pontes ao quantitativo dos esforços, utilizando o método dos elementos finitos.
- Verificar as solicitações permanentes e variáveis normatizadas que atuam sobre as pontes.
- Exemplificar os modelos estruturais e os cálculos utilizados no estudo comparativo.
- Dimensionar os modelos de pontes selecionados utilizando o Método do Elementos Finitos.
- Realizar o estudo comparativo entre os modelos a partir dos resultados obtidos.
- Demonstrar os modelos mais otimizados para cada situação e as características de projeto que a solução ótima apresenta.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados conceitos referentes às definições e ao dimensionamento de pontes, abordando características de carregamentos, normas e os métodos a serem empregados.

2.1 Histórico

A construção de pontes esteve presente durante toda a história da humanidade. Desde a Antiguidade, pode-se encontrar esse tipo de estrutura entre as construções dos povos primitivos, nas mais variadas tipologias e materiais, como madeira, cordas, na forma de vigas escoradas e vigas armadas simples. As pontes eram utilizadas para transpor obstáculos em busca de comida e abrigo (LEONHARDT, 1979).

Segundo Pinho e Bellei (2007) quando as populações começaram a se agrupar em comunidades, foram surgindo as preocupações advindas da necessidade de se atravessar rios, riachos e vales, originando assim as pontes. Os primeiros materiais a serem utilizados foram a pedra e, posteriormente, a madeira. Em Roma, por exemplo, as pontes eram construídas com a técnica dos arcos de pedra.

A Revolução Industrial desencadeou diversos avanços nas mais variadas áreas, sendo um deles a disponibilidade de produtos siderúrgicos com preços competitivos, potencializando o surgimento de pontes metálicas. Assim, deu-se origem às primeiras pontes executadas em ferro fundido, sendo a aplicação deste material voltada para peças submetidas à compressão, como pilares e arcos (PFEIL, 1983). A primeira ponte a utilizar ferro fundido foi construída pelo exército alemão na Prússia, sobre o rio Oder, em 1734 (PINHO E BELLEI, 2007). Desse modo, por volta da metade do século XIX iniciou-se o período de transição entre o uso da madeira e do ferro para a construção de pontes, o que perdurou cerca de quarenta anos.

Segundo Leonhardt (1979), a partir de 1900 começaram a surgir pontes com um novo material em específico, o concreto, utilizado inicialmente para substituir a pedra como material de construção. Previamente, tal material foi utilizado para lajes de tabuleiro, depois para nervura em arcos, sendo que só apenas em 1912 ele começou a ser utilizado para o método construtivo de pontes em viga e pórtico, porém, com a capacidade de apenas vencer vãos de até 30 metros. Esse valor é pequeno quando comparado às pontes de arco em concreto armado; foi apenas em meados

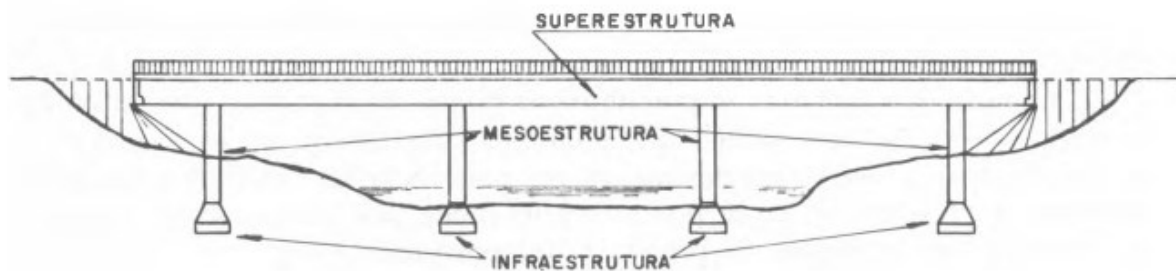
de 1938 que as pontes em viga conseguiram vencer vãos maiores, com o surgimento do concreto protendido.

2.2 Conceitos Gerais

De acordo com Marchetti (2008), a denominação de ponte é dada a uma obra que tem como objetivo transpor obstáculos, sejam eles vales, rios, estradas entre outros, permitindo a continuidade de uma via. Precisamente, o nome ponte se dá à estrutura utilizada para atravessar um obstáculo como um rio, e os que estão sobre vales ou outras vias são chamados de viadutos.

As pontes em sua grande maioria podem ser divididas em três partes principais constituintes, sendo elas a infraestrutura, a mesoestrutura e a superestrutura, as quais podem ser visualizadas na Figura 1 abaixo:

Figura 1 – Elementos constituintes de uma ponte



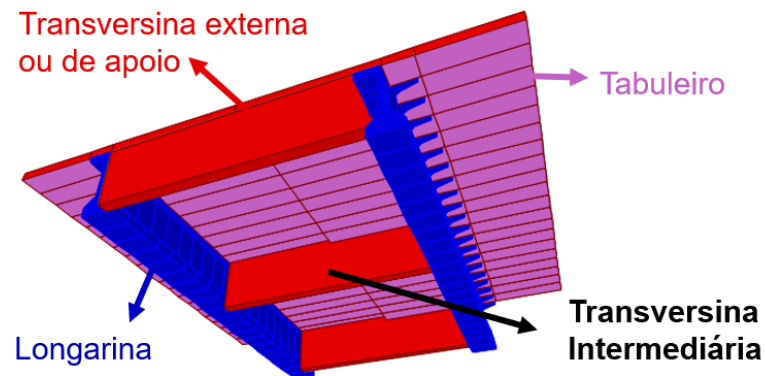
Fonte: Pfeil (1979)

Pfeil (1979) define que a infraestrutura é a parte referente à fundação que recebe os esforços provenientes da mesoestrutura e os transmite ao terreno da implantação da obra, rocha ou solo, sendo constituída por elementos de fundação como blocos, sapatas, estacas etc. A mesoestrutura é composta pelos pilares -, ela recebe os esforços da superestrutura, e de outras forças solicitantes, como pressões de vento e da água em movimento, e as distribui para a infraestrutura. Por fim, a superestrutura é constituída geralmente de lajes e vigas principais e secundárias, chamadas de longarinas e transversinas, e tem como função receber os esforços provenientes do pavimento e distribuí-los à mesoestrutura.

Longarinas são as vigas dispostas na direção longitudinal da ponte, enquanto que, as transversinas se encontram na região transversal (MASON, 1977). As transversinas podem estar situadas nos apoios, denominadas transversinas de apoio (TA), ou posicionadas ao longo do vão da ponte, chamadas de transversinas intermediárias (TI). Leonhardt (1979) indica que para modelos de pontes com mais de

duas longarinas é interessante o uso de transversinas intermediárias para distribuir os carregamentos. Em termos de otimização estrutural, os melhores resultados são alcançados quando elas são posicionadas no meio do vão, podendo servir como enrijecimento para as longarinas. Já as transversinas de apoio são imprescindíveis por darem suporte ao bordo da laje, contribuindo para que não ocorram solicitações em excesso nessas regiões, uma representação acerca de como se dispõem as longarinas, transversinas e tabuleiro pode ser verificada na figura 2 abaixo:

Figura 2 – Elementos pertencentes a superestrutura de uma ponte



Fonte: Autoria Própria (2022)

2.2.1 Classificação

É possível classificar as pontes em diversas categorias, de acordo com a particularidade que se pretende analisar. Neste trabalho, será tratada da sua classificação quanto ao material empregado, quanto à finalidade a que se destina e quanto ao tipo estrutural utilizado para concebê-la.

2.2.1.1 Quanto ao material empregado

Marchetti (2008) discorre que a divisão quanto ao material predominante utilizado para pontes pode compreender as de madeira, de alvenaria, de concreto armado, de concreto protendido e as pontes de aço.

2.2.1.2 Quanto à finalidade

Pfeil (1979) aborda que a classificação pela finalidade a que se destina pode incluir as pontes rodoviárias, ferroviárias ou para pedestres (passarelas), podendo também as pontes se destinarem a outras funções, como suporte de tubulações

diversas, pistas de aeroporto e até mesmo comporem vias navegáveis - as chamadas pontes canal.

2.2.1.3 Quanto ao tipo estrutural

Quanto ao sistema estrutural, pode-se classificá-las como pontes em pórtico, pontes em arco, pontes pênséis, pontes estaiadas e pontes em vigas (LEONHARDT, 1979).

2.3 Considerações acerca do dimensionamento de pontes

O projeto de uma ponte inicia-se compreendendo qual será sua finalidade. A partir disso, define-se a sua geometria e o carregamento que estará atuando sobre ela. Também, a fim de proporcionar um bom projeto, exige-se outras informações, como levantamentos topográficos, hidrológicos e geotécnicos; fatores estes que, combinados, são de suma importância para que se realize um dimensionamento de qualidade (PFEIL, 1979).

2.3.1 Normas técnicas

As normas para a realização de projetos agem como base para o dimensionamento de pontes, introduzindo valores mínimos, cargas e fatores de cálculo que se deve levar em consideração a fim de se fazer um dimensionamento correto, garantindo segurança e estabilidade à estrutura. As normas brasileiras necessárias para o dimensionamento de pontes em concreto armado são:

- NBR 6120 (2019) – Ações para o cálculo de estruturas de edificações.
- NBR 6118 (2014) – Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos.
- NBR 7187 (2021) – Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto.
- NBR 7188 (2013) – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
- NBR 6123 (1988) - Forças devidas ao vento em edificações.
- NBR 8681 (2003) – Ações e segurança na estrutura – Procedimento.

2.3.2 Ações em pontes

As estruturas das pontes são submetidas a ações de cargas permanentes, variáveis e excepcionais. Tais ações precisam ser verificadas em função de se fazer um dimensionamento correto. Suas principais características estão consideradas a seguir.

2.3.2.1 Ações permanentes

Segundo Marchetti (2008), as ações permanentes representam o peso próprio dos elementos estruturais, como as vigas longarinas e transversinas, bem como de elementos que se apresentem permanentemente fixos a estrutura, como guarda-corpo, passeio, pavimentação, guarda-rodas, defensas, postes, etc. As cargas permanentes podem ser distribuídas ou concentradas.

A NBR 7187 (2021) define as ações permanentes como sendo aquelas cujas intensidades podem ser consideradas constantes, ou até mesmo crescentes, porém, tendendo a um valor-limite constante, e que as mesmas estarão presentes durante toda a vida útil da estrutura.

Ainda segundo a NBR 7187 (2021), considera-se para as cargas devidas do peso próprio dos elementos estruturais um valor de, no mínimo, 24 kN/m^3 para concreto simples, e 25 kN/m^3 para o concreto armado e protendido. Da mesma forma, para a carga devido ao peso da pavimentação, deve-se usar, no mínimo, 24 kN/m^3 para o material empregado. Recomenda-se também uma carga adicional de 2 kN/m^2 , usada em função de um possível recapeamento do pavimento.

Também se faz presente dentre as cargas permanentes o empuxo provindo da terra nas estruturas. Tal carregamento é obtido pelo emprego dos princípios da mecânica dos solos, levando em conta as suas características, como a sua natureza (ativo, passivo, ou de repouso), bem como as inclinações do talude e seus parâmetros geométricos. Deve-se atentar também ao empuxo da água e à subpressão que ela causa, os quais devem ser analisados utilizando as situações mais desfavoráveis, tomando cuidado com a consideração dos níveis máximo e mínimo dos cursos d'água e do lençol freático. Outras cargas também relevantes são as forças devidas à protensão, fluência, retração e deslocamento das fundações, as quais são tratadas por normas específicas (NBR 7187, 2021).

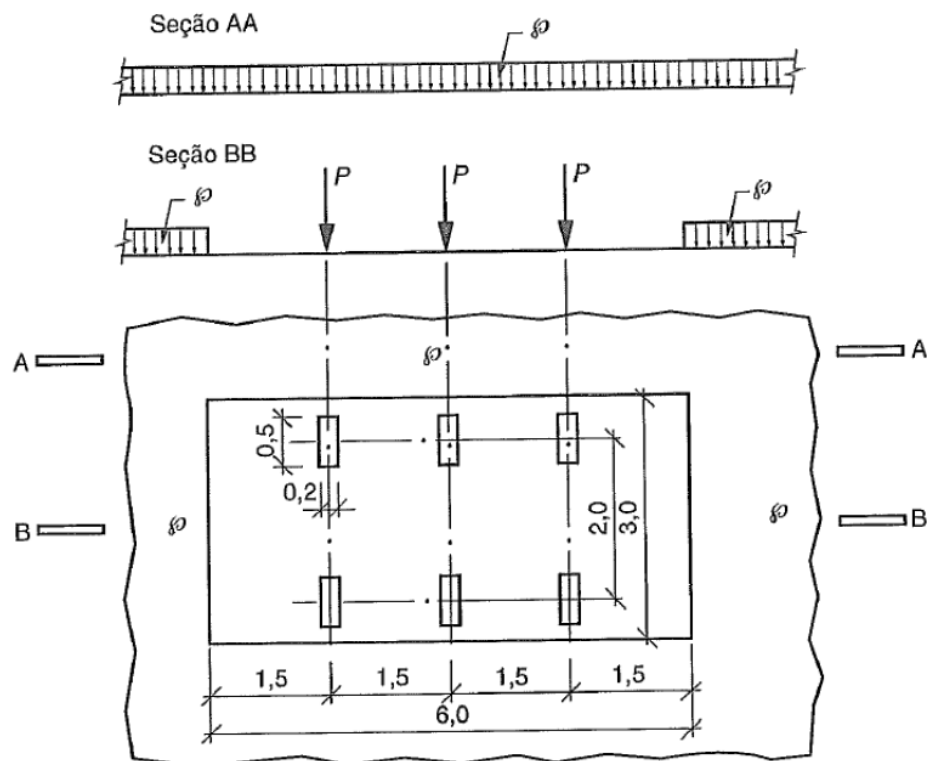
2.3.2.2 Ações variáveis

De acordo com a NBR 7187 (2021), as ações variáveis são aqueles de caráter transitório, que são causadas por cargas móveis, de construção, de vento, empuxo de terra, pressão e efeito dinâmico do movimento das águas e variações de temperatura.

As cargas móveis são normatizadas no Brasil através da NBR 7188 (2013), na qual se deve considerar os efeitos causados pelas cargas transitórias rodoviárias, como cargas verticais, força centrífuga, efeitos dinâmicos, efeitos da frenagem e aceleração.

Pela NBR 7188 (2013), a carga móvel rodoviária utilizada como padrão é a TB-450. Ela representa um veículo tipo fictício de 450 kN, possuindo seis rodas, dividindo a carga P em seis pontos de aplicação, de 75 kN cada. Conta com três eixos de carga afastados entre eles em 1,5 m, ocupando uma área de 18,0 m² que está submetida a uma carga uniformemente distribuída de 5 kN/m². Esse esquema de distribuição das forças no módulo da carga padrão pode ser visualizado na Figura 3.

Figura 3 – Carga Móvel Rodoviária TB-450



Fonte: NBR 7188 (2013)

A carga móvel irá assumir uma posição qualquer em toda a pista rodoviária. Pelas recomendações indicadas pela própria norma, as rodas e a carga distribuída devem ser aplicadas na posição mais desfavorável possível, incluindo acostamentos, e também, entre faixas rodoviárias.

Pela NBR 7188 (2013), ainda são considerados para as cargas anteriormente citadas os coeficientes de ponderação como Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), Coeficiente de Número de Faixas (CNF) e Coeficiente de Impacto Adicional (CIA).

O coeficiente de impacto vertical (CIV) majora as cargas móveis verticais para obter os valores Q e q para o dimensionamento dos elementos estruturais, utilizando para tal:

- Para estruturas com vão menor do que 10,0m: CIV = 1,35
- Para estruturas de vão entre 10,0m e 200,0m o coeficiente é obtido através da Equação (2.1):

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \quad \text{Equação (2.1)}$$

Onde:

L_{iv} é obtido pelo vão em metros para o cálculo CIV. A sua determinação varia conforme o tipo da estrutura, sendo:

L_{iv} é usado para estruturas de vão isostático;

L_{iv} é a média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos;

L_{iv} é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

L_{iv} é o vão em metros.

Da mesma forma, o Coeficiente de Número de Faixas (CNF), majora as cargas seguindo a equação (2.2):

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad \text{Equação (2.2)}$$

Onde:

n = é o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo.

Por fim, o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA), majora os esforços das cargas móveis na região das juntas estruturais e extremidades. Dessa forma, esse coeficiente se aplica a todas as seções dos elementos estruturais que estejam localizados a uma distância horizontal menor que 5,0 m de juntas ou descontinuidades. Tal majoração possui o valor de:

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas;

CIA = 1,15 para obras em aço.

Para o dimensionamento de pontes, vale salientar que há a necessidade ainda de se verificar com relação a outras cargas, como forças horizontais e cargas provenientes da ação do vento, porém, devido ao se tratar de um estudo realizado em função de efeitos relacionados exclusivamente a superestrutura de uma ponte, objetivou-se um enfoque em apenas utilizar cargas de peso próprio e verticais atuantes na estrutura.

2.3.2.3 Ações excepcionais

São aquelas que sua ocorrência é apenas em circunstâncias não usuais, sendo elas explosões, choques sofridos por objetos móveis na estrutura e fenômenos naturais esporádicos, como ventos além dos comuns, enchentes, sismos, etc (NBR 7187:2021).

2.3.3 Segurança e Combinações

Segundo Souza (2015), para se atestar a segurança, deve-se combinar as ações, aplicando coeficientes que consideram a probabilidade de ocorrência de eventos simultâneos. Dessa forma, realiza-se as combinações de ações com o intuito de se obter os efeitos que seriam mais desfavoráveis para a estrutura em estudo.

Através da NBR 8681 (2003), há determinadas situações em que a estrutura apresenta desempenhos que não mais estão adequados para seu uso comum ou para cumprir a finalidade para qual foi construída. Estas situações compõem o chamado

estado limite de uma estrutura, que se divide em estado limite último e estado limite de serviço.

Ao ocorrer o chamado estado limite último, entende-se que é necessário realizar a paralização em todo ou em parte da construção em questão, enquanto que no estado limite de serviço, a edificações fornece indícios de que a durabilidade da estrutura ou seus materiais podem estar comprometidos (NBR 8681, 2003). Para ambos os estados limite há certas combinações a serem feitas com relação a cada situação. Para o estado limite último, as combinações podem ser as últimas normais, combinações últimas especiais ou de construção, e combinações últimas excepcionais. Da mesma forma, para o estado limite de serviço, temos sua classificação segundo sua ocorrência, dividindo-se em combinações quase permanentes, combinações frequentes e combinações raras. Por meio da NBR 8681 são obtidas as equações para utilização de cada combinação, as quais estão expressas abaixo:

a) combinações últimas normais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (2.4)$$

b) combinações últimas especiais ou de construção:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot \text{ef} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (2.5)$$

c) combinações últimas excepcionais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \quad (2.6)$$

d) combinações quase permanentes de serviço:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (2.7)$$

e) combinações frequentes de serviço:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (2.8)$$

f) combinações raras de serviço:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_{2j} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{Qj,k} \quad (2.9)$$

Onde:

γ_{gi} : coeficiente de ponderação relativo as ações permanentes;

γ_q : coeficiente de ponderação das ações variáveis;

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

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

$\Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$: valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis;

$\Psi_{of.ef}$: fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória

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

Ψ_1 : fator de redução para ações variáveis de grande frequência de serviço;

Ψ_{1j} : fator de redução para ações variáveis utilizada nas combinações raras de serviço atuando juntamente a ação variável principal nas combinações raras de serviço;

Ψ_{2j} : fator de redução para as ações variáveis em combinações quase permanentes de serviço.

2.4 Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos (MEF) foi desenvolvido inicialmente na década de 1950 pela indústria aeroespacial, principalmente pela Boeing e a Bell Aeroespacial. Inicialmente necessitou da implementação de uma base teórica, sendo provado anos mais tarde a convergência das respostas obtidas com o uso do MEF para a solução da equação diferencial parcial (FISH e BELYTSCHKO, 2009).

Anteriormente, quando se buscava uma análise dos meios contínuos e não se possuía o método dos elementos finitos, eram realizadas resoluções diretas dos

sistemas de equação de derivada para o fenômeno em questão, considerando suas condições de fronteira e recorrendo, muitas vezes, a séries de Fourier para facilitar sua aplicação. Porém, este ainda se mostrava um processo complexo, só podendo ser aplicado em meios contínuos homogêneos que possuíam geometria simples (AZEVEDO, 2003).

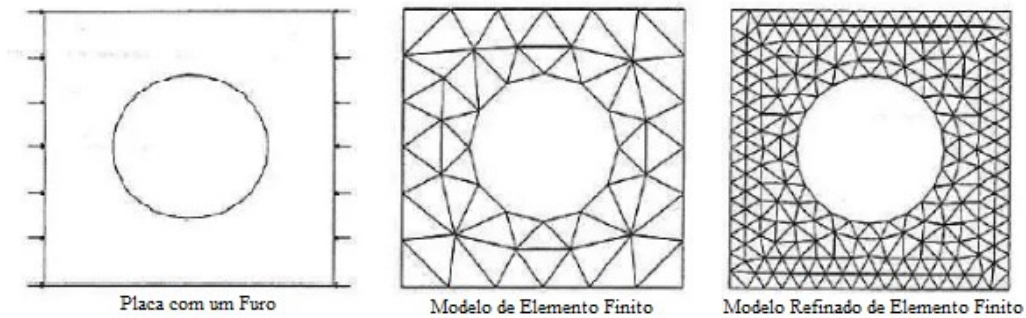
Segundo Soriano (2009), temos o surgimento do método dos elementos finitos (MEF) em 1955, como uma difusão da disponibilidade de computadores digitais, facilitando o cálculo e análise para estruturas mais complexas e inovadoras. Dessa forma, o MEF atua como um mecanismo eficiente para resolução de problemas envolvendo meios contínuos, originando programas e sistemas automáticos, concebendo resultados mais precisos e próximos da realidade. Isso ocorre porque tem-se inicialmente um modelo matemático com as hipóteses que fundamentam sua discretização em elementos finitos, originados a partir do sistema físico que está em estudo.

Para uma resolução de cálculos estruturais mais simples, divide-se uma estrutura primária em elementos menores em que se conhecem suas características e comportamentos. Assim, quando a quantidade desses elementos de solução conhecida é disposta em valores finitos, pode-se chamar o problema como discreto. Porém, se o número de elementos e, assim sendo, de incógnitas, não for finito, tem-se os chamamos contínuos, e são para tais problemas que o método dos elementos finitos e o processamento computacional se destacam com modelos matemáticos de resolução (ZIENKIEWICZ, 1982).

Segundo Azevedo (2003), pode-se basear a formulação do método dos elementos finitos em modelos de equilíbrio, métodos híbridos, mistos, e dos deslocamentos, sendo esse último o mais versátil e simples.

O MEF tem como ideia básica dividir a estrutura a ser estudada em elementos finitos, que seriam pequenas partes conectadas por nós, chamada de malha de elementos finitos. Por meio desta, pode-se obter resultados aproximados para os problemas estudados (FISH e BELYTSCHKO, 2009). Na Figura 4 podemos visualizar a aproximação de como funcionaria o método dos elementos finitos para uma placa com furo, sendo reproduzida com pequenos elementos ditos finitos, para assim se obter uma solução aproximada do todo.

Figura 4– Representação de elementos finitos

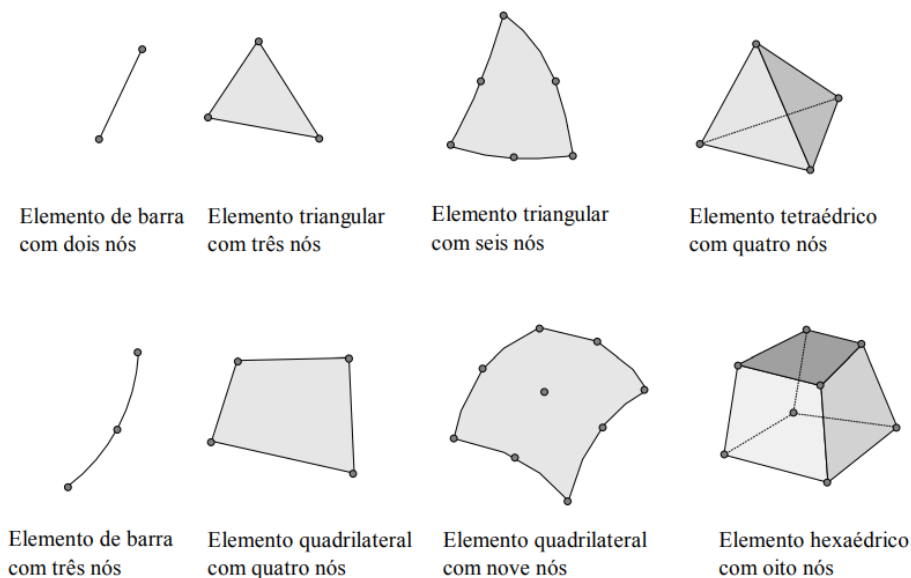


Fonte: (FISH e BELYTSCHKO, 2009)

Como pode-se observar na Figura 4, ao se aumentar o número de divisões em elementos, consegue-se representar mais fielmente o objeto. Da mesma forma, a exatidão dos resultados de um problema com o MEF irá melhorar com o aumento da quantidade de elementos finitos e nós utilizados (FISH e BELYTSCHKO, 2009).

Além da quantidade de nós e elementos, a precisão do método também depende da escolha do tipo de elemento a ser utilizado, os quais, em funções de uma melhor aproximação, podem possuir diversas formas geométricas para poder se adequar melhor em cada situação e problema. A Figura 5 ilustra alguns dos muitos tipos de elementos finitos existentes.

Figura 5 – Diferentes tipos de elementos finitos



Fonte: (SOUZA, 2003)

No MEF as incógnitas do problema estudado são expressas em função de valores nodais, os quais se relacionam por meio de funções de interpolação polinomiais. Cada um dos elementos forma uma função aproximada originada pelas

variáveis referentes aos parâmetros nodais e por funções que são chamadas funções de forma. Dessa forma, para todos os elementos, monta-se um funcional no qual, por meio da sua soma, tem-se o que representa todo o domínio. Através das funções, obtém-se um sistema de equações algébricas cuja solução fornece os valores dos parâmetros nodais, os quais, conforme a formulação do método dos elementos finitos, podem representar deslocamentos, forças internas ou ambos (PUEL, 2018).

Puel (2018) expressa que se o campo de deslocamentos for descrito por funções de natureza aproximadora e o princípio da energia mínima for aplicado, as incógnitas obtidas irão corresponder aos deslocamentos nodais, sendo chamado de Método dos Deslocamentos ou da Rigidez. Porém, passa a ser chamado de Método da Flexibilidade ou das Forças se o campo descrito pelas funções aproximadoras for de tensões ou esforços internos, e as incógnitas obtidas forem, então, de tensões ou esforços internos.

O sistema de equações anteriormente citado também pode ser escrito na forma matricial:

$$[K]\{U\} = \{F\} \quad \text{Equação (2.10)}$$

onde:

$[K]$ é a matriz de rigidez da estrutura;

$\{U\}$ é o vetor de deslocamentos nodais;

$\{F\}$ é o vetor de forças nodais.

A resolução do sistema fornece os deslocamentos nodais $\{U\}$, por meio dos quais, utilizando funções de interpolação, pode-se chegar aos valores dos deslocamentos correspondentes $u(x,y)$ e $v(x,y)$ em qualquer ponto de cada elemento. Obtém-se, assim, juntamente com os deslocamentos, as tensões e as deformações específicas.

O surgimento e evolução dos softwares disponíveis atualmente para dimensionamento, como STRAP e SAP2000, permitiram que se realizassem análises estruturais e cálculos de forma muito mais realista, sem que houvesse a necessidade de se utilizar simplificações - como se fazia nas décadas anteriores à criação dos programas. Isso permitiu que, nos dias atuais, possa-se analisar uma estrutura de

forma global, em que se leva também em conta a interação entre os seus diversos componentes (VITÓRIO, 2013).

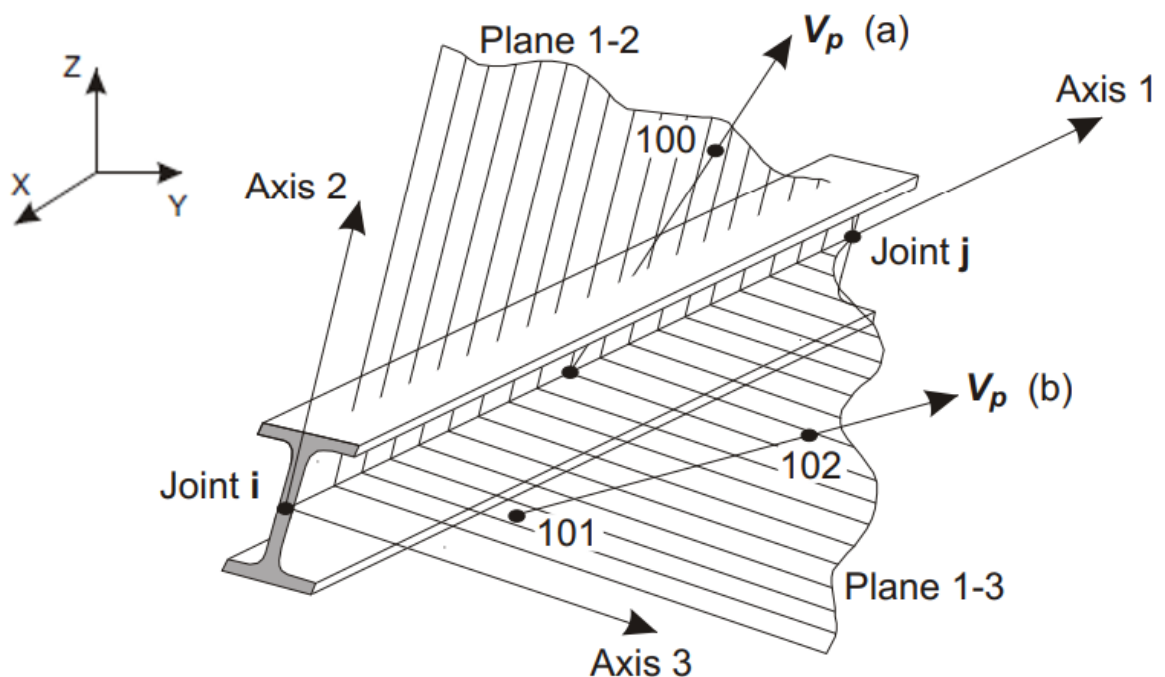
2.4.1 Elementos de Barra (Frame)

Conforme *CSI Analysis Reference Manual* (2016), o elemento de barra ou *frame element* trata de um componente usado para realizar a modelagem de vigas, pilares e treliças em um plano bidimensional ou tridimensional. O elemento possui dois nós i e j e é modelado como uma linha reta que os conecta, possibilitando descrever curvas por meio da divisão em múltiplas barras retas, possuindo um sistema local próprio que permite gerir propriedades, carregamentos e obter resultados.

Cada um dos dois nós do elemento possui seis graus de liberdade definidos por rotações e translações nas direções x , y e z , permitindo a obtenção de esforços de momentos fletores e cortantes nas duas direções, bem como esforços axiais e momentos torsores.

A rotação do elemento é definida através de vetores unitários perpendiculares ao elemento da barra. Assim, com os nós já definidos, é possível determinar os eixos locais do elemento e, então, determinar a matriz de rotação, tornando as matrizes locais e globais para resolver o problema, como pode ser visualizado na Figura 6.

Figura 6 – Exemplificação dos eixos locais do elemento de barra



Fonte: Adaptado de *CSI Analysis Reference Manual* (2016)

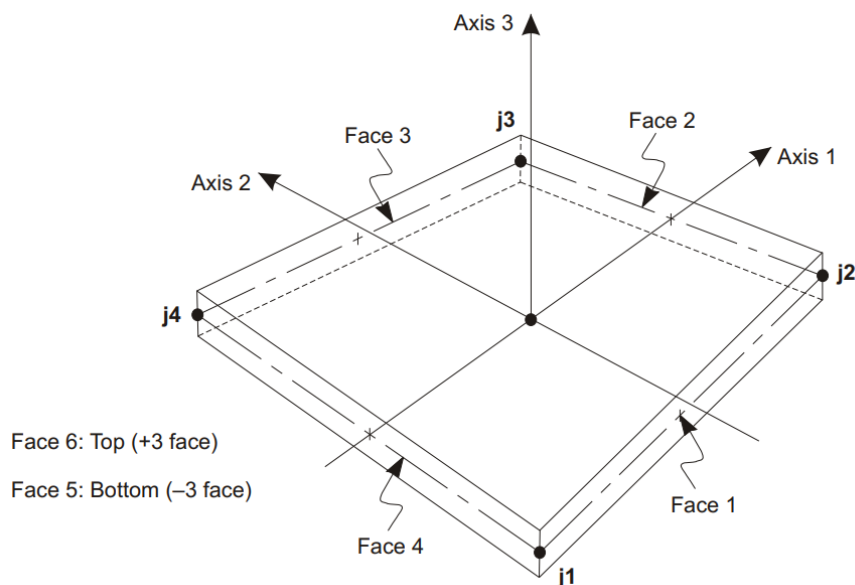
2.4.2 Elementos de Casca (Shell)

Segundo o *CSI Analysis Reference Manual* (2016), o elemento de casca ou *shell element* é um tipo de objeto de área, utilizado para discretizar o comportamento de membranas, placas e cascas em estruturas planas ou tridimensionais. Cada elemento é formulado com três ou quatro nós, que combina os comportamentos de membranas ou placas sob flexão, e possui seu próprio sistema de coordenadas locais, permitindo a definição das propriedades dos materiais, carregamentos e obtenção de resultados. Assim como o elemento de barra, cada nó possui seis graus de liberdade definidos por rotações e translações nodais nas direções x, y e z, permitindo a obtenção de esforços de momentos fletores e cortantes nas duas direções, bem como esforços axiais e momentos torsores.

O material da casca modelado pode ser definido como “*homogeneous*” ou “*layered*”. O primeiro é utilizado em caso de materiais homogêneos, combinando os comportamentos de membranas e placas independentemente, enquanto que, o segundo permite variações na espessura das camadas, nas características do material e comportamentos não lineares.

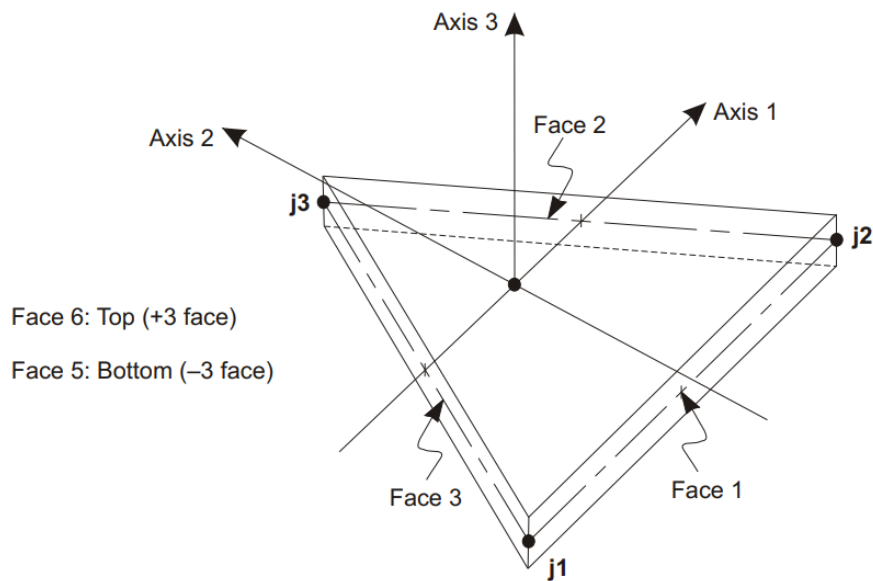
O elemento composto por quatro nós possui seis faces definidas pelos nós j1, j2, j3 e j4, que podem ser visualizadas na Figura 7. Já o elemento composto por três nós possui cinco faces sendo definidas pelos nós j1, j2 e j3, representados na Figura 8.

Figura 7 – Elemento de casca com quatro nós



Fonte: *CSi Analysis Reference Manual* (2016)

Figura 8 – Elemento de casca com três nós



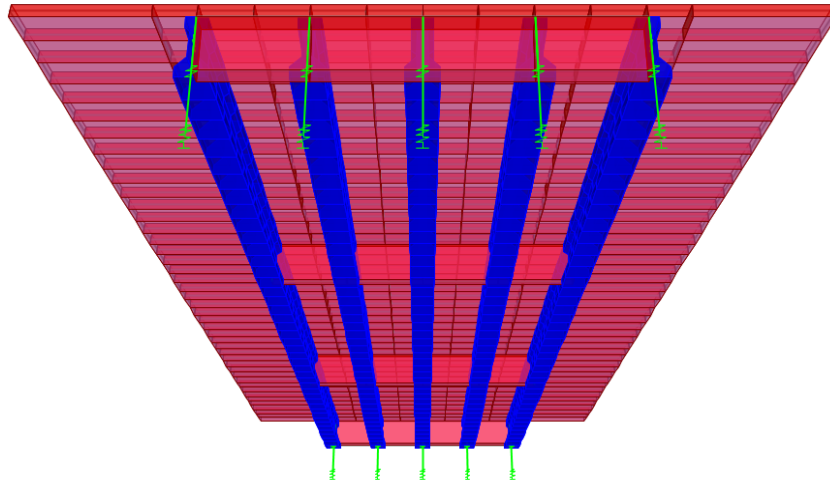
Fonte: CSi Analysis Reference Manual (2016)

Melhores resultados podem ser obtidos por meio da escolha correta dos elementos utilizados, como por exemplo, elementos com quatro nós obtêm melhores resultados se utilizados com ângulos próximos a 90° , devendo ser lançados com ângulos entre 45° e 135° para originar resultados satisfatórios. Da mesma forma, elementos com três nós possuem menor precisão, assim é recomendado que estes sejam utilizados em regiões com suaves mudanças de tensões

2.4.3 Modelos de placas em 3D

A modelagem por meios computacionais permite a visualização da estrutura em sua totalidade. Nela, uma forma tridimensional é a que representa melhor o comportamento do conjunto da estrutura, isto é, da laje, das longarinas e transversinas, levando em consideração a excentricidade presente entre os elementos. Para a pesquisa em questão, as vigas longarinas foram modeladas utilizando elementos de barra, e a laje, bem como as vigas transversinas, foram modeladas por meio de elementos planos de casca. Essa disposição pode ser visualizada na Figura 9, em que em vermelho podem ser distinguido os elementos de casca e em azul os elementos de barra.

Figura 9 – Representação da divisão da modelagem dos elementos



Fonte: Aatoria Própria (2022)

Segundo o *CSI Analysis Reference Manual* (2016), que descreve os usos e funcionalidades dos programas da desenvolvedora CSI incluindo o CSI Bridge, os objetos podem ser modelados como:

- a) Objetos pontuais (nós): São automaticamente criados em extremidades de objetos, podendo ser utilizados para explicitar características diferentes ao serem colocados em locais específicos para observar os esforços localizados.
- b) Objetos Lineares (elementos de linhas ou barras): São utilizados como elementos de pórtico espacial para modelar vigas, pilares e treliças, elementos de cabos para tensão sobre o peso próprio e de protensão, bem como, de conexão entre diferentes objetos.
- c) Objetos de Área (placa, membrana e casca): Utilizado para modelagem de paredes finas, sólidos bidimensionais, chapas e lajes.
- d) Objetos sólidos: Utilizados com modelos tridimensionais de sólidos já moldados ou pra simplificações, correspondente aos elementos físicos.

2.5 Estudos realizados

Há diversos estudos acerca dos dimensionamentos de pontes, que se utilizam de parâmetros, metodologias e modelos de cálculos variados, trazendo uma gama de resultados sobre as diversas considerações adotadas.

2.5.1 Dimensionamento de pontes

Turmina (2016) realizou o estudo de uma ponte já existente de concreto protendido adaptada para o concreto armado com duas concepções distintas, uma com três vãos de 21 metros cada e outra com quatro vãos de 11 metros e um vão de 16 metros. Esse autor utilizou para os cálculos o método dos elementos finitos, com auxílio do software SAP2000, visando estudar a estrutura com um desempenho mais próximo do real. Obteve-se um comparativo entre os dois modelos de pontes e ainda um estudo da deformação na longarina mais solicitada, o qual apresentou como esperado, maiores momentos e deformações no primeiro modelo em virtude dos maiores vãos. Porém, também demonstrou-se pouca diferença com relação à análise do esforço cortante, que é advindo da carga móvel aplicada juntamente com as cargas concentradas.

Borghetti (2015) realizou, através do software de elementos finitos SAP 2000, a proposta para um dimensionamento de dois modelos de pontes em concreto armado convencional, modificando a quantidade de vigas longarinas nas mesmas, sendo uma dimensionada com cinco longarinas e a outra com nove. Os modelos foram estudados com carregamentos de peso próprio e carga permanente, bem como, carga móvel, para obtenção dos parâmetros de momento fletor, cortante, momento torsor e as frequências na estrutura. Como resultado, observou-se que, ao diminuir a quantidade de longarinas de nove para cinco, ocorreu um aumento considerável dos momentos fletores e esforços cortantes, porém houve uma diminuição do esforço torsor. Também foi verificado que a ponte com cinco longarinas apresentou uma oscilação consideravelmente maior nos valores de frequências naturais, essas que podem ser perigosas para a estrutura, aumentando a chance de ocorrer o fenômeno da ressonância.

Há estudos que também verificam a consideração da excentricidade entre as estruturas, e as alterações que são geradas ao se modificar parâmetros, como é o caso do trabalho de Brito e Palechor (2018). Estes autores compararam os efeitos

causados nas longarinas para dois modelos de pontes com longarinas e transversinas fixas: um deles não considerava a excentricidade do tabuleiro com relação ao eixo das longarinas, e outro a considerava. Os parâmetros foram calculados com o software SAP2000 e, para validação, dimensionou-se também pelos métodos analíticos de Engesser-Courbon. A modelagem da estrutura no software de elementos finitos do modelo sem considerar a excentricidade apresentou valores de esforços de momento fletor, cortante e deslocamentos verticais bem próximos dos calculados pelo modelo analítico, enquanto que o modelo considerando a excentricidade resultou em momentos e deslocamentos até 70% menores que o do modelo anterior, porém recebeu aumento dos esforços axiais nos elementos. Concluiu-se que, ao se calcular levando em conta a excentricidade do tabuleiro com relação às longarinas, isso acarretará em uma redução significativa de valores, sendo estes menores que o calculado analiticamente. Porém, também é válido ressaltar que, ao se dimensionar sem realizar essa consideração da excentricidade, será feito um cálculo mais conservador e a favor da segurança.

Através dos estudos apresentados pode-se observar a relação das pontes ao se modificar certos componentes, como a presença de momentos máximos em vãos maiores, e valores superiores de cortante e momento ao se diminuir a quantidade de longarinas em uma mesma ponte. Da mesma forma, ao se calcular levando em conta a excentricidade entre longarinas e tabuleiro, obtiveram-se valores de esforços menores até mesmo que nos métodos numéricos.

2.5.2 Dimensionamentos quanto às vantagens do uso de vigas transversinas

Diversos estudos também foram realizados com o objetivo de identificar a influência das vigas transversinas no dimensionamento das pontes, visto que a execução de tabuleiros de pontes sem essas vigas transversais também acaba sendo usual. Dessa forma, seu uso e características deve ser verificado na etapa de projeto para que se chegue à melhor solução construtiva. Matos (2016) comparou a distribuição de esforços e valores de deformações, obtidos para uma ponte de concreto armado, com dois modelos: a primeira com o emprego da transversina, e em seguida, uma segunda dimensionada apenas com as longarinas principais. Ambas foram modeladas em um software de elementos finitos, para demonstrar os esforços conjuntos da estrutura. Chegou-se à conclusão de que, com relação às cargas

verificadas nas longarinas, o emprego ou não das vigas transversinas demonstrou apresentar pouca influência na distribuição de cargas, com momentos fletores com mínima variação, apenas com um valor de cortante mais elevado mas ainda não tão significativo.

Cavalcante et al. (2016) também realizou estudos acerca da utilização de transversinas por meio de pontes dimensionadas em dois sistemas construtivos, sendo um em pré-moldado e outro moldado in loco, para que se verificasse também as diferenças devido a sistemas de ligações com diferentes graus de restrições cinemáticas em cada modelo, variando-se também a quantidade de transversinas. Para análise numérica utilizou-se o software SAP2000 com o método dos elementos finitos. Mesmo se tratando de dois sistemas construtivos, foram apresentados resultados semelhantes. Ao se utilizar transversinas intermediárias, foram acrescidos valores aos deslocamentos verticais no tabuleiro, ao mesmo tempo em que diminuíram os deslocamentos relativos entre as longarinas, bem como, os esforços de tração nas mesmas – isso ocorreu devido à redistribuição de esforços provocado pelas transversinas. Já nos pilares não se observou variação de deslocamentos, porém foram obtidos menores esforços devido à ação do vento.

Fulgêncio et al. (2014) através do programa SAP 2000 em seu modo específico para pontes, CSiBridge, desenvolveu um estudo que também comparava os valores de deformações em uma ponte de concreto armado com e sem o emprego das vigas transversinas para travamento. O modelo foi dimensionando com quatro configurações, sendo inicialmente sem transversinas, depois com uma, três e posteriormente cinco transversinas. Constatou-se que o emprego dessas vigas gerou menores valores de deformações na estrutura, devido ao acréscimo de rigidez na estrutura que as mesmas causam. Notou-se também uma melhor distribuição das solicitações, porém, com a inclusão de transversinas, também aumentaram-se os valores de momentos e forças cortantes, devido ao fato de que as transversinas inseridas passaram a descarregar seu peso próprio nas longarinas, causando um aumento da carga. O autor concluiu que, pelo trabalho em questão, não se mostrou vantajoso o emprego de vigas transversinas, uma vez que a diminuição das deformações não foi significativa e que houve acréscimos de solicitações nas longarinas.

Oliveira et al. (2019) realizou um trabalho no qual apresenta a comparação de resultados obtidos do estudo referente ao comportamento dinâmico de pontes com

vãos de dez, vinte e trinta metros, possuindo quatro longarinas em concreto armado, com duas hipóteses, sendo a primeira com transversinas ligadas à laje e a segunda sem transversinas. O autor objetivou, com esse estudo, verificar alterações em termos de frequências naturais, deslocamentos máximos, e de um fator de amplificação dinâmica (FAD), advindo da passagem do veículo pela superestrutura da ponte - para isso, comparou os resultados para com e sem transversinas. Obteve-se como resultado que a frequência natural das pontes sem transversinas é maior do que as com transversinas, por essas possuírem uma massa maior. Concluiu-se também que a rigidez das pontes não contribuiu significativamente com as frequências naturais. Com relação aos deslocamentos, obtiveram-se resultados diferentes para os modelos com dez e trinta metros: foram obtidos maiores deslocamentos nos modelos com transversinas - enquanto que no modelo de vinte metros, foi o contrário (maiores deslocamentos nos modelos sem transversinas). O autor concluiu, por meio desse estudo, que naquilo que se refere ao comportamento dinâmico devido à interação veículo-pavimento-estrutura, foi demonstrado que a existência ou não da transversina irá apresentar pouca influência.

A literatura nos relata que o emprego de vigas transversinas melhora a distribuição de esforços na estrutura, conseqüentemente, diminui as cargas atuantes em cada componente, como momentos e cortantes, porém, vem crescendo a tendência da construção de pontes sem o emprego das mesmas. Ao mesmo tempo, pode-se verificar que nos estudos dos autores citados, a utilização de vigas transversinas trouxe poucas modificações dos resultados, melhorando em certos casos a distribuição de cargas, mas com valores muito próximos ou até maiores devido ao seu peso extra. Os autores consideram que isso torna muitos casos inviáveis, pois não representam benefícios significativos à estrutura, sendo também difíceis de executar e acabam por encarecer o dimensionamento.

2.5.3 Modelos de cálculo e softwares utilizados para o dimensionamento de pontes

Ao se realizar um dimensionamento de pontes, deve-se inicialmente verificar os métodos de cálculo a serem utilizados, os parâmetros estabelecidos, e os possíveis softwares a serem empregados para que se valide os resultados, trazendo facilidade e precisão aos valores obtidos. Em função disso, diversos trabalhos já citados

anteriormente utilizaram os mais diversos métodos para realizarem um dimensionamento correto. Concomitantemente, outros autores utilizaram métodos simplificados, manuais, softwares entre outros, visando chegar aos resultados esperados.

Jovem (2017) analisou modelos de pontes que possuíam três, cinco, sete e oito longarinas principais. Para tal estudo, fez a suposição de considerar as partes constituintes das pontes separadamente, ou seja, superestrutura, mesoestrutura, e infraestrutura, como também, modelos com a interação conjunta das mesmas. A resolução do estudo se deu para diversos métodos de cálculo, como Métodos Analíticos Clássicos (MAC) de Engesser-Courbon, Leonhardt, Guyon-Massonet, Homberg-Trenks e o Processo de Fauchart. Os resultados obtidos foram posteriormente também comparados como modelos numéricos idealizados, sendo eles os softwares SAP2000 e CSiBridge V18. O autor obteve diversas comparações entre os métodos estudados, nas quais os métodos analíticos e numéricos apresentaram resultados de repartição de carga próximos ao se aumentar o número de longarinas. Dessa forma, os resultados menos próximos foram os modelos analíticos de Engesser-Courbon, Homberg-Trenks e Leonhardt, com o menor número de longarinas verificado (três). Também verificou-se que, ao se desconsiderar efeitos de torção, obteve-se resultados bem próximos entre os métodos de Homberg-Trenks e Leonhardt. Através dos resultados obtidos pode-se concluir, com relação aos métodos analíticos, que o número de longarinas é um fator importante na repartição das cargas e obtenção dos valores, uma vez que ao se aumentar a quantidade de longarinas ocorre uma melhor distribuição dos esforços e aumenta a proximidade dos resultados obtidos nos diversos métodos. Também é observado que a análise nos softwares de elementos finitos acaba por representar o melhor comportamento da ponte, pois por meio dos mesmos, é possível considerar o funcionamento conjunto da estrutura.

Mascarenhas et al. (2020) realizou análises estruturais de vigas em pontes, porém, utilizando para tal o software Ftool, e comparando os resultados obtidos com outros trabalhos já realizados, que utilizavam outras ferramentas como SAP2000, Ansys e GAP-GEL. O objetivo do autor foi justamente verificar as diferenças e tentar validar o Ftool, atestando sua confiabilidade, e visando difundi-lo, para que mais pesquisadores o usem em função de sua facilidade e gratuidade. Concluiu-se que, mesmo com uma análise mais simples e rápida, o Ftool obteve como resultado valores

bem semelhantes aos softwares comparados, pois as variações dos resultados são inferiores a 9% no pior dos casos, mas na maioria deles, essa variação é inferior a 3%, o que se compõem como valores aceitáveis segundo o autor, em função de serem aplicados diferentes coeficientes de majoração. Dessa forma, o Ftool se mostrou eficaz, com resultados confiáveis, sendo recomendado para determinação de esforços das cargas móveis em pontes nos casos mais gerais, evitando, muitas vezes, a necessidade de se empregar softwares mais complexos e pagos para se realizar tais análises.

Sequinel e Silva (2017) realizaram estudos a fim de chegar a uma análise comparativa entre o método dos elementos finitos (Software SAP2000) e os métodos simplificados (Método de Rüsç), para os resultados obtidos com relação a momentos fletores máximos na laje de um modelo de ponte. Como resultado, para momentos solicitantes de cargas variáveis, o SAP2000 apresentou ser mais preciso, em comparação com resultados inferiores demonstrados pelo método de Rüsç. Da mesma forma, as análises nas vigas demonstraram maiores momentos máximos naqueles realizados automaticamente pelo método dos elementos finitos, com uma maior confiabilidade dos resultados frente aos métodos simplificados. Através do obtido, o autor conclui que tais ferramentas, como o SAP2000, demonstram seu valor não apenas em estudos, mas também para fins de dimensionamento e projetos, permitindo que se realizem diversas análises em um tempo menor, com mais parâmetros simultâneos, calculando em diversas situações de investigação da estrutura, e ainda com precisão, segurança e confiabilidade.

Através dos artigos e trabalhos consultados, pode-se observar a gama de métodos e técnicas de cálculo para se realizar o dimensionamento de pontes, bem como os resultados obtidos com a variação dos parâmetros estudados. Em função do exposto, o trabalho em questão tratará também de um dimensionamento de pontes com vãos fixados em dez e vinte metros, em que será variada a quantidade de longarinas e transversinas intermediárias, e que o método de cálculo escolhido para estudo é através do Método dos Elementos Finitos, com o software CSiBridge V24.

3 METODOLOGIA

A pesquisa científica é apontada como um processo permanentemente inacabado, por meio do qual pode-se chegar a aproximações sucessivas da realidade, as quais podem então ser incorporadas para se estudar e intervir no real. Seu objetivo é ser utilizada para resolver problemas através de dados obtidos e, após a realização um inquérito minucioso, permitir recorrer a procedimentos científicos para sua resolução (SILVEIRA e CÓRDOVA, 2009, p. 31). Dessa forma, para que se realizasse o estudo acerca do dimensionamento mais otimizado ao se variar a quantidade de longarinas e transversinas, fez-se necessário, em um primeiro momento, realizar uma pesquisa bibliográfica, buscando adquirir familiaridade e conhecimento com o assunto estudado, bem como compreender os livros e trabalhos acadêmicos já realizados e que apresentem considerações relevantes para o tema.

Com a revisão bibliográfica elaborada, foi realizado também um estudo com relação ao método dos elementos finitos, com a aplicação voltada à utilização do software SAP2000, em seu modo específico para o dimensionamento de pontes -, conhecido como CSiBridge. A realização do estudo em si seguiu os modelos pré-estabelecidos, sendo eles, pontes com vãos fixos de dez e vinte metros, em que estas tiveram o seu número de longarinas e transversinas intermediárias determinado seguindo as variações do organograma da Figura 10:

Figura 10 – Organograma modelos de pontes estudados



Fonte: Autoria Própria (2022)

Como observado na Figura 10, o dimensionamento se deu para vinte e quatro modelos de pontes, seguindo os procedimentos prescritos nas normas brasileiras necessárias para o dimensionamento de pontes em concreto armado descritas no item 2.3.1 deste trabalho. Pinho e Bellei (2007) fornecem bases comuns para a realização de um trabalho com estas considerações normativas e, por meio delas, obtêm-se valores mínimos estabelecidos e os métodos básicos normatizados de cálculo.

A partir das instruções das normas, considerou-se os modelos empregados, materiais constituintes e ações sobre a estrutura. Ao mesmo tempo, também foi realizado o levantamento acerca de todos os carregamentos permanentes, móveis e excepcionais que possam ocorrer em uma ponte, bem como as solicitações, deformações e deslocamentos devidos a essas cargas aplicadas, e os modelos de cálculo para cada situação.

Com todos os conhecimentos, considerações e normas já estabelecidas, e da definição dos critérios de projetos e cargas atuantes, deu-se início à modelagem dos modelos das pontes no software que utiliza o método dos elementos finitos para pontes, o CSiBridge. Os resultados provenientes do software permitiram obter os

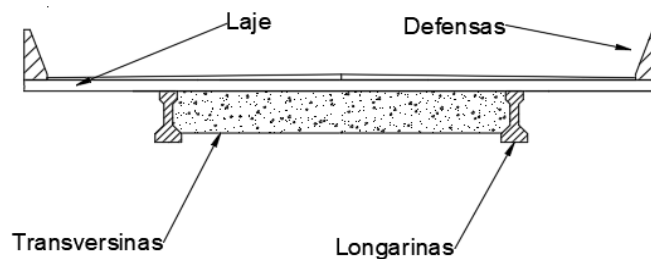
dados provenientes de cada variação realizada, seja ela de longarinas ou transversinas. Com os resultados da variação obtidos, deu-se prosseguimento para a comparação das diferenças dos resultados obtidos nos vinte e quatro modelos, verificando suas características para momentos fletores e torsões, esforços cortantes e deslocamentos verticais, e em como eles são influenciados em cada situação pelo tamanho dos vãos, disposição da seção e quantidade de vigas utilizada.

Por fim, através dos resultados já estabelecidos e dos apontamentos que demonstram as diferenças entre os modelos obtidos e considerações esperadas, pôde-se, então, dissertar acerca das principais conclusões observadas. Comparou-se, então se as resoluções obtidas estão de acordo com o já apresentado na literatura ou se acabam diferindo em determinados fatores, e as principais causas possíveis para essa ocorrência. Discorreu-se, assim, sobre quais seriam os resultados mais otimizados para cada situação e esforço, bem como para o conjunto em geral.

3.1 Características dos modelos

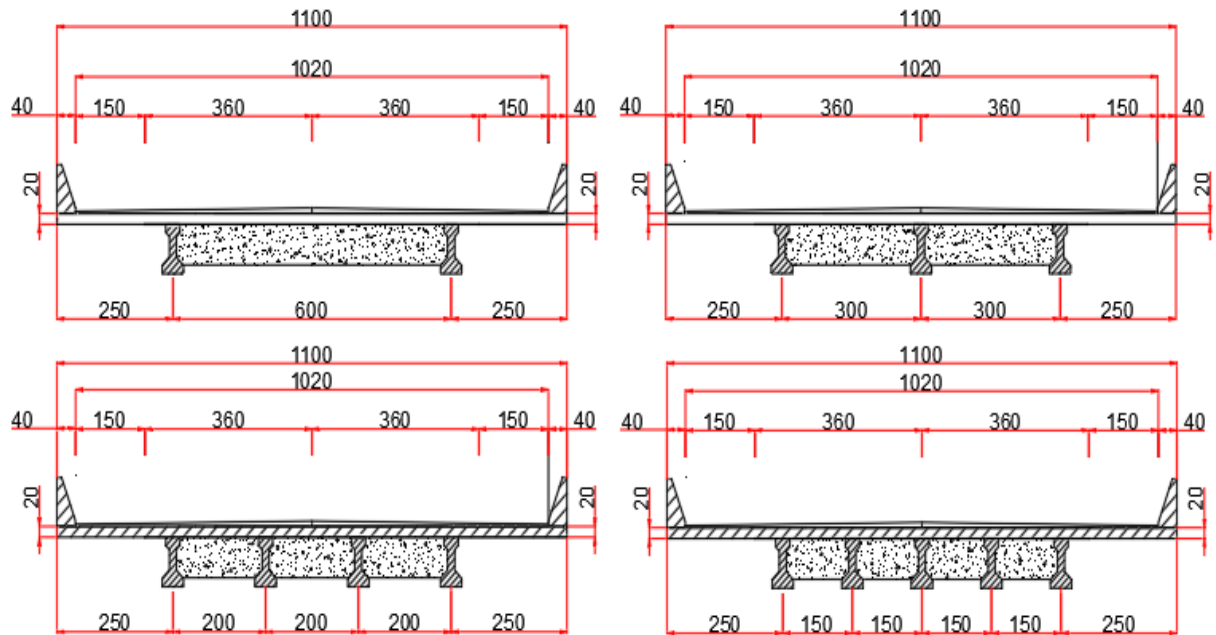
Os modelos estudados tratam de pontes com dez e vinte metros de vão contínuo, compostos de longarinas retas, na qual sua seção transversal será fixada em 11 metros, possuindo duas faixas de rolamento de 3,60 metros cada, dois acostamentos de 1,50 metros e barreiras New Jersey em ambos os lados, de 0,40 metros. A Figura 11 representa uma ponte com duas longarinas com as características citadas, exemplificando as formas gerais dos modelos, enquanto que a Figura 12 apresenta um modelo das dimensões dos modelos de pontes estudados, e a Figura 13 ilustra uma representação em 3D realizada no próprio software de elementos finitos CSiBridge.

Figura 11 – Características dos modelos de pontes estudados



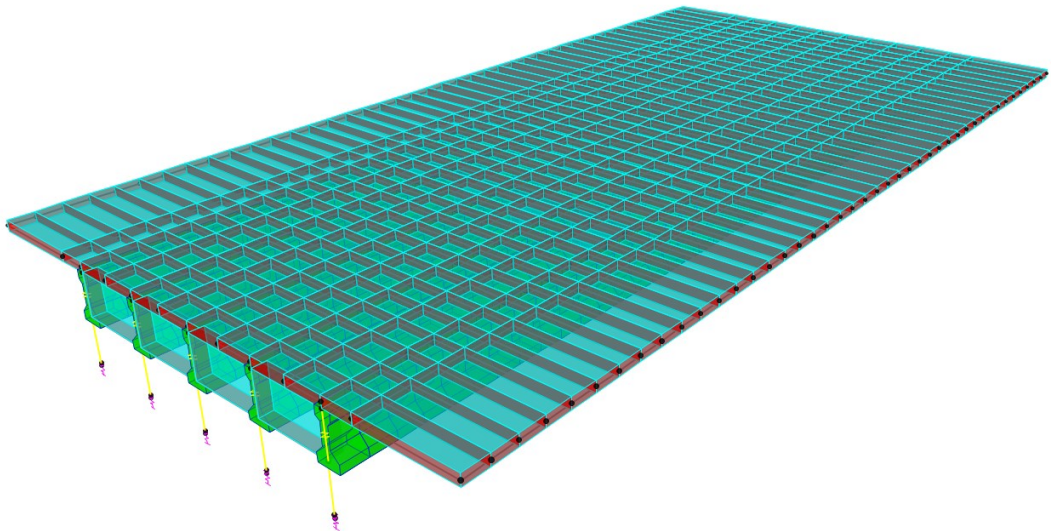
Fonte: Autoria Própria (2022)

Figura 12 – Dimensões de cada modelo de ponte em centímetros



Fonte: Autoria Própria (2022)

Figura 13 – Representação de um modelo das pontes estudadas em 3D

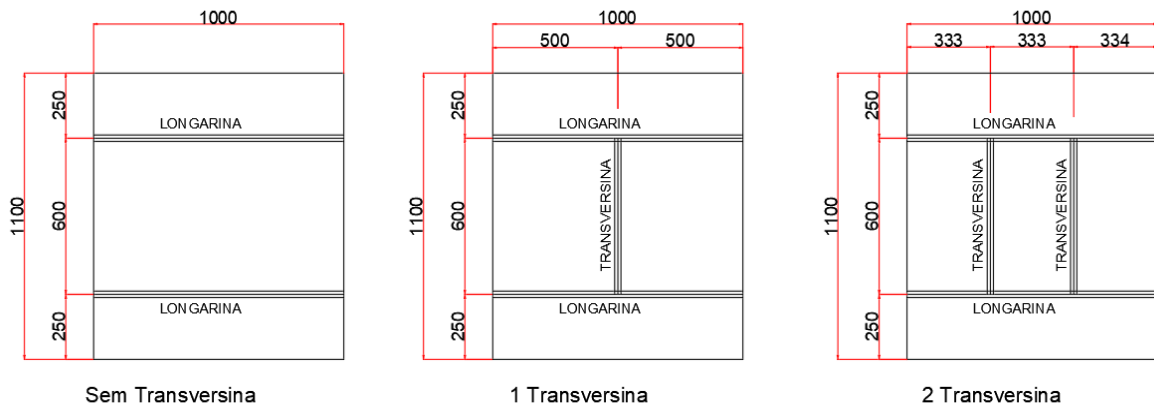


Fonte: Autoria Própria (2022)

A superestrutura foi moldada variando a quantidade de longarinas e transversinas internas, pois a mesma possui transversinas externas no apoio em todos os modelos. O centro das longarinas mais externas se encontra a 2,50 metros da borda da seção transversal, e as longarinas internas são espaçadas igualmente, como já apresentado na Figura 12. As transversinas, por sua vez, também se

encontram dispostas no centro ou com distâncias espaçadas igualmente para cada vão, como pode ser visto na Figura 14 uma representação para um vão de dez metros.

Figura 14 – Representação da colocação de transversinas internas em centímetros para o modelo de 10 metros de vão

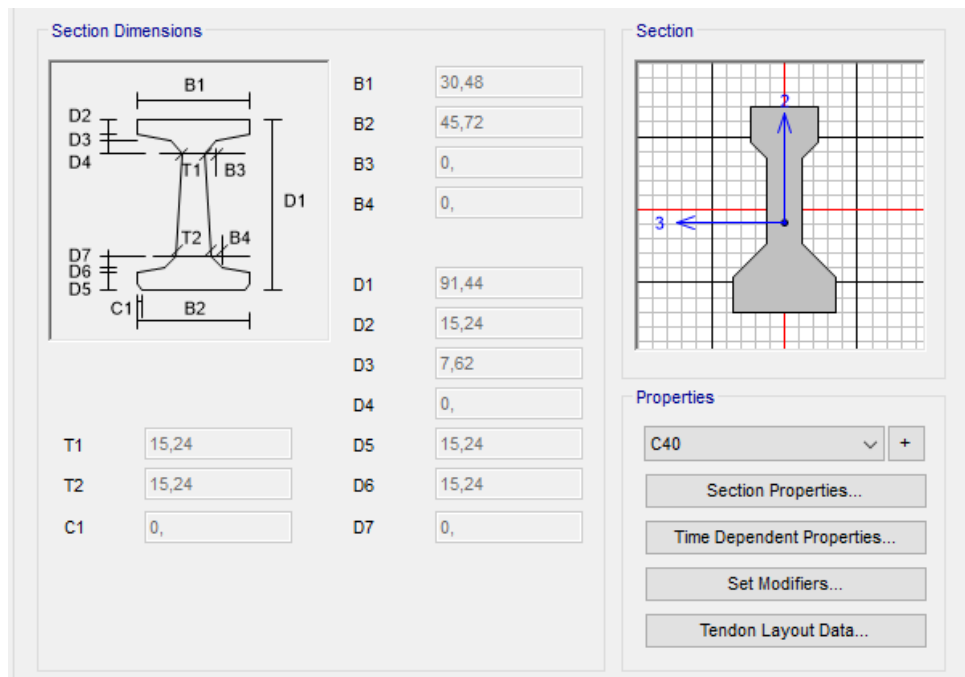


Fonte: Autoria Própria (2022)

Para a definição das dimensões das seções transversais a serem utilizadas para as longarinas e transversinas realizou-se um pré-dimensionamento levando em conta uma ponte com vão de dez metros, sendo essa dimensão pela qual inicialmente se daria o estudo principal, posteriormente, para obtenção de mais resultados e comparações, optou-se por verificar também pontes com vãos de vinte metros, dessa forma, manteve-se essas seções transversais afim de evitar modificar demasiadamente os parâmetros e obter resultados mais coerentes.

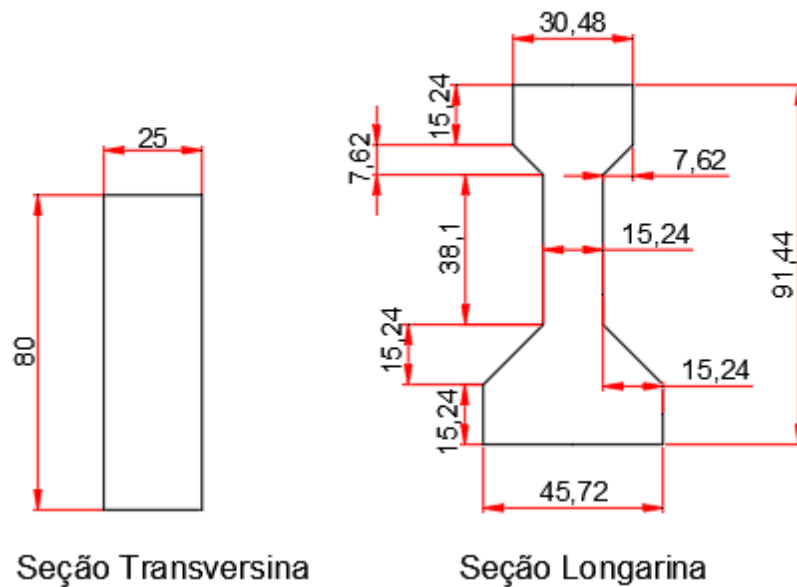
Assim com o pré-dimensionamento feito, optou-se por utilizar as vigas mais próximas as calculadas, sendo elas vigas longarinas derivadas da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), órgão que prevê a definição de padrões como especificações, protocolos de teste e diretrizes a serem utilizadas nos projetos e construções de rodovias nos Estados Unidos. Sendo vigas em seção I tipo II já fornecidas como seção padrão pelo software de elementos finitos CSiBridge. Suas dimensões podem ser verificadas nas Figuras 15 e 16. Já as transversinas utilizadas para travamento possuem as dimensões apresentadas na Figura 16.

Figura 15 – Viga Longarina utilizada com dimensões em centímetros



Fonte: Autoria Própria (2022)

Figura 16 – Seção transversal Longarina e Transversina (Centímetros)



Fonte: Autoria Própria (2022)

Para o dimensionamento no software CSiBridge utilizou-se concreto armado com F_{ck} de 40 MPa, o qual possui as propriedades apresentadas na Figura 17.

Figura 17 – Propriedades do concreto utilizado (C40)

General Data	
Material Name and Display Color	C40
Material Type	Concrete
Material Grade	f _c 4000 psi
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass		Units
Weight per Unit Volume	2,5	KN, m, C
Mass per Unit Volume	0,2549	

Isotropic Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	28688000,
Poisson, U	0,2
Coefficient Of Thermal Expansion, A	9,900E-06
Shear Modulus, G	11953333,

Other Properties For Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	40000,
Expected Concrete Compressive Strength	40000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

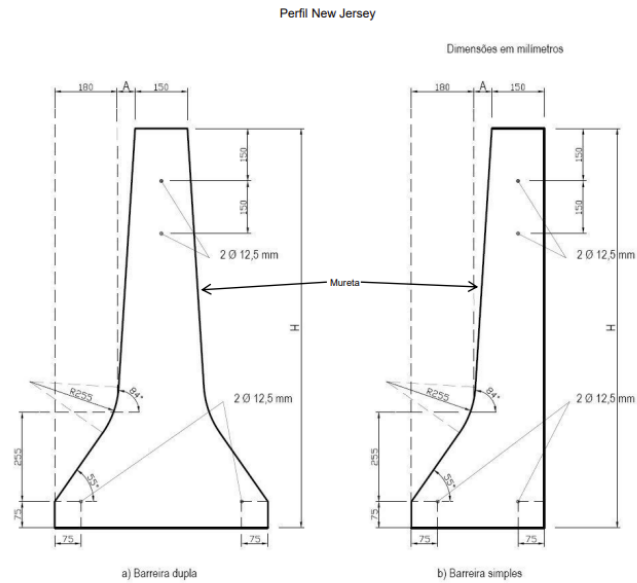
Fonte: Autoria Própria (2022)

3.2 Cálculo das Ações atuantes nas pontes

A seguir, será demonstrado como foram realizados os cálculos para todos os carregamentos presente nas pontes.

3.2.1 Carregamentos Permanentes

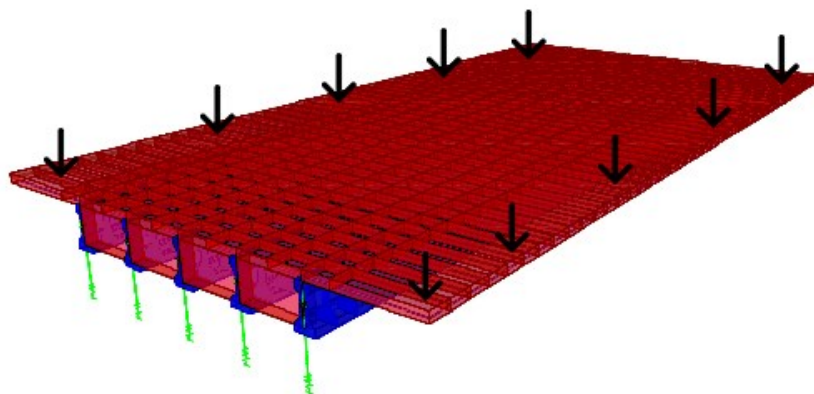
Para as cargas devidas ao peso próprio da estrutura, como longarinas transversinas, tabuleiro e barreiras, utilizou-se o peso específico do concreto armado de 25 kN/m³. Os componentes da ponte já possuem seu peso próprio calculado pelo software CSI Bridge em função de sua seção transversal. Assim, apenas as defensas do tipo New Jersey simples - como mostra a Figura 18 - foram dimensionadas considerando uma área de 0,32 m², sendo transformadas em uma carga linear disposta pelo pavimento, e multiplicada pelo peso específico do concreto, resultando em uma carga de 8 kN/m.

Figura 18 – Defesa New Jersey

SISTEMA	A	H
SGM 11a	50 mm	810 mm
SGM 11b	80 mm	1070 mm

Fonte: DNIT (2018)

Uma representação da disposição das cargas devido às defensas, pode ser visualizada através da Figura 19:

Figura 19 – Representação dos pontos de atuação da carga das defensas

Fonte: Autoria Própria (2022)

Como já descrito pela NBR 7187 (2021), para a carga devido à pavimentação considera-se um carregamento de 24 kN/m³ pela espessura do pavimento de 10 cm,

acrescido também de uma carga adicional de 2 kN/m² recomendada em função de um provável recapeamento, como demonstrado a seguir:

$$F_{pav} = 24 \frac{kN}{m^3} * 0,10 m + 2 \frac{kN}{m^2} \quad (3.1)$$

$$F_{pav} = 4,4 \frac{kN}{m^2}$$

3.2.2 Carregamentos Variáveis

As ações variáveis se apresentam como aquelas de caráter transitório. Para a carga móvel rodoviária utilizou-se o TB-450 descrito pela norma 7188 (2013), com um veículo tipo fictício de 450 kN, dividido em seis pontos de aplicação de 75 kN cada (rodas), possuindo três eixos de carga afastados entre eles em 1,5 m, e ocupando uma área de 18,0 m², circundada por uma área submetida a uma carga uniformemente distribuída de 5 kN/m², em função das limitações do software essa carga em questão se apresenta por todo o tabuleiro, não apenas circundando o veículo, ou seja podendo estar crescendo ou diminuindo na situação mais desfavorável. Devido a configurações do software CSI Bridge, não era permitido uma única carga ser distribuída por todo o pavimento sem que afetasse a área de 18,0 m² do veículo. Dessa forma, precisaram ser criadas duas cargas móveis, sendo uma a carga distribuída de 5 kN/m² disposta por todo o tabuleiro, e uma segunda representando o veículo, composta pelos seis pontos de aplicação de 75 kN e uma carga negativa de - 5 kN/m² na área do veículo, para não haver duplicidade de carregamentos, as quais podem ser visualizadas nas Figuras 20 e 21.

Figura 20– Representação da carga móvel “Veículo” para ponte de 10 metros

Load		Uniform Load Scale Factor			Axle Load Scale Factor			
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,	Fixed Width	3,	0,	One Point	
Leading Load	Infinite		0,	Fixed Width	3,	0,	One Point	
Fixed Length	1,5		-15,	Fixed Width	3,	150,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		-15,	Fixed Width	3,	150,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		-15,	Fixed Width	3,	150,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		-15,	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,
Trailing Load	Infinite		0,	Fixed Width	3,			

Fonte: Autoria Própria (2022)

Figura 21– Representação da carga móvel “Multidão” para ponte de 10 metros

Load Length Type		Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	▼	Infinite		0,51	Lane Width	▼	0,	One Point	▼
Leading Load		Infinite		0,51	Lane Width		0,	One Point	
Trailing Load		Infinite		0,51	Lane Width				

Uniform Load Scale Factor: 1,6875 Axle Load Scale Factor: 1,6875

Fonte: Autoria Própria (2022)

As cargas devidas ao TB-450 também devem ser ponderadas pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA), originando as cargas concentrada (Q) e distribuída (q), já majoradas para o dimensionamento dos elementos estruturais. A obtenção de tais coeficientes se apresenta calculada conforme o seguinte:

Para o coeficiente de impacto vertical (CIV), como ambas as estruturas possuem vão entre 10 e 200 metros, ele pode ser obtido através da Equação 2.1, assim:

Para a ponte de 10 metros de vão

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20 / (Liv + 50)) \quad (2.1)$$

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20 / (10 + 50))$$

$$CIV = 1,35$$

Para a ponte de 20 metros de vão

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20 / (Liv + 50)) \quad (2.1)$$

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20 / (20 + 50))$$

$$CIV = 1,30$$

Para a obtenção do Coeficiente de Número de Faixas (CNF), como o número de faixas de tráfego rodoviário para as ambas as dimensões de vãos são duas, temos:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (2.2)$$

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

$$CNF = 1$$

Para Coeficiente de Impacto Adicional (CIA), como a obra em questão é em concreto, logo tem-se:

$$CIA = 1,25$$

Portanto o coeficiente de majoração resultante é o produto dos coeficientes acima calculados, conforme a seguir:

Para 10 metros:

$$\text{Coeficiente de Majoração} = \text{CIV} * \text{CNF} * \text{CIA}$$

$$\text{Coeficiente de Majoração} = 1,35 * 1 * 1,25$$

$$\text{Coeficiente de Majoração} = 1,6875$$

Para 20 metros:

$$\text{Coeficiente de Majoração} = \text{CIV} * \text{CNF} * \text{CIA}$$

$$\text{Coeficiente de Majoração} = 1,30 * 1 * 1,25$$

$$\text{Coeficiente de Majoração} = 1,625$$

Para o estudo em questão, por se tratar exclusivamente com relação à superestrutura de uma ponte, seus esforços e reações, optou-se por utilizar apenas as cargas de peso próprio e cargas verticais móveis, devido ao veículo-tipo, majoradas.

Dessa forma, os esforços atuantes na estrutura calculados podem ser visualizados na Tabela 1 abaixo:

Tabela 1 – Carregamentos atuantes

Resumo dos carregamentos obtidos		
PP	Peso da estrutura	25 kN/m ³
	Defensas	8 kN/m
	Pavimentação	4,4 kN/m ²
TB	Carga móvel Distribuída	5 kN/m ²
	Carga móvel Pontual	75 kN
	Coeficiente de Majoração (10 m)	1,6875
	Coeficiente de Majoração (20 m)	1,625

Fonte: Aatoria Própria (2022)

3.2.3 Combinação de Esforços

Para a realização dos estudos com as cargas atuantes, utilizou-se a combinação última normal, baseando-se nos coeficientes de ponderação e majoração das cargas apresentados pela norma NBR 8681 (2003), os quais podem ser observados nas Tabelas 2 e 3:

Tabela 2– Coeficientes para as ações permanentes

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: Adaptado NBR 8681 (2003)

Tabela 3 - Coeficientes para as ações variáveis

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

Fonte: Adaptado NBR 8681 (2003)

Assim, com os coeficientes das ações permanentes e variáveis, se pôde então, realizar a combinação última normal conforme a equação (2.4), resultando na equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (2.4)$$

$$F_d = \sum_{i=1}^m 1,35 \cdot F_{gi,k} + 1,5 \cdot F_{Q1,k}$$

$$F_d = 1,35 \cdot PP + 1,5 \cdot TB$$

3.3 Modelagem CSiBridge

Após a obtenção de todos os carregamentos, condições de contorno e dimensões, realizou-se a modelagem das estruturas no software de elementos finitos específico para pontes CSiBridge. No programa, foram estipulados os materiais constituintes de cada elemento e seus perfis transversais, em que as partes constituintes são longarinas, transversinas, laje e aparelhos de apoio colocadas através da ferramenta “*deck sections*”, na qual o próprio programa realiza a interação estrutural entre todos esses elementos já em suas posições mais próximas às reais.

Na análise em questão, optou-se por verificar as reações e deformações exclusivamente na superestrutura, ou seja, sem estudar a sua interação com relação a pilares e fundações. Optou-se por isso devido, primeiramente, às cargas verticais adotadas e ao fato da modificação de longarinas e transversinas influenciarem de forma bem menos significativa a mesoestrutura e infraestrutura em questão de disposição de elementos no tabuleiro.

Toda a estrutura dos modelos estudados foi modelada no software, seja por meio de características estruturais ou de parâmetros aplicados ao programa. Depois houve a definição do “traçado” da ponte e da “*lane*”, representando onde se estudará não só o peso próprio, mas também o deslocamento da carga móvel pela estrutura. De forma resumida, com relação a carregamentos, o peso próprio dos elementos de concreto foi considerado como sendo de 25 kN/m³; nas extremidades, para representação das defensas, foi estipulado 8 kN/m; uma carga de 4,4 kN/m² proveniente da pavimentação; as cargas móveis foram atribuídas como sendo de 5

kN/m² para carga distribuída e seis cargas pontuais de 75 kN, sendo posicionadas levando em conta as limitações do programa, e sendo majoradas por 1,6875 para dez metros e por 1,625 para vinte metros.

Por fim realizou-se a combinação informada no item 3.2.3 de :

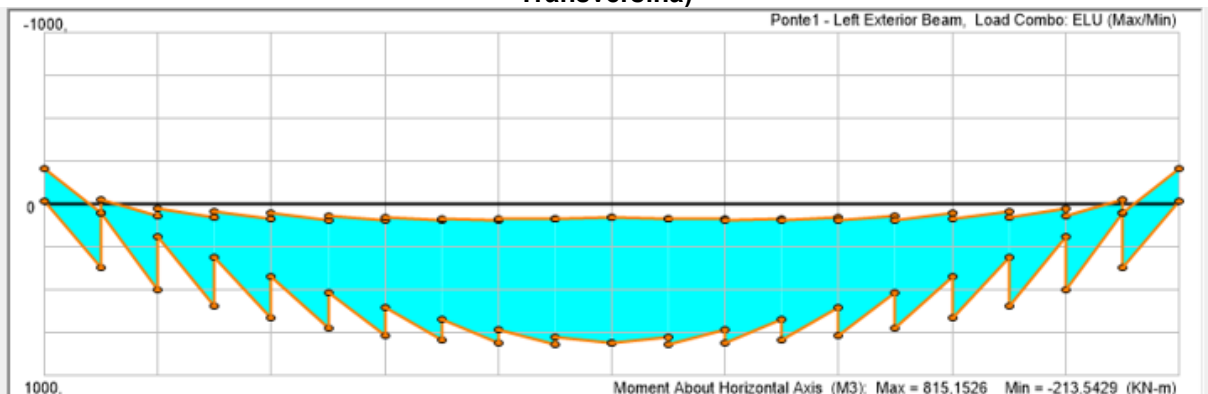
(1,35 . (Peso Próprio) +1,5. (Carga Móvel Vertical)).

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Realizou-se a análise das pontes pré-estabelecidas com longarinas e transversinas intermediárias múltiplas, comparando o resultado em função dessa modificação de estruturas, verificando momentos fletores, torsores, cortantes, e deslocamentos verticais no tabuleiro.

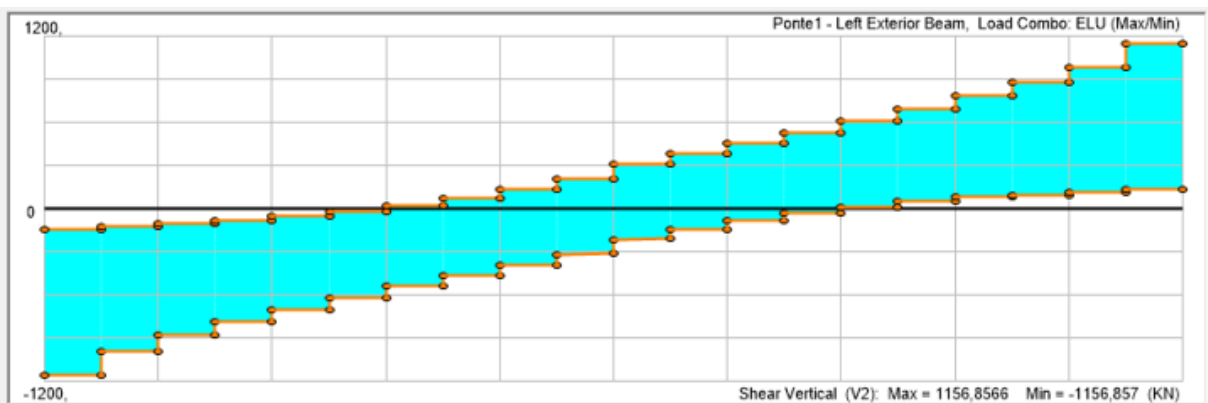
Inicialmente, modelou-se as pontes com duas, três, quatro e cinco longarinas, e com todos esses modelos, variando a quantidade de transversinas em zero, uma e duas, para ambos os vãos. O software CSiBridge nos apresenta os resultados dos carregamentos através de envoltórios que abordam os máximos e mínimos obtidos, por meio de combinações e deslocamentos do trem tipo nos pontos mais favoráveis e desfavoráveis da estrutura. Tal envoltório pode ser visualizado nas Figuras 22, 23 e 24.

Figura 22 – Momentos obtidos para longarina esquerda externa (Modelo com 2 Longarinas e 1 Transversina)



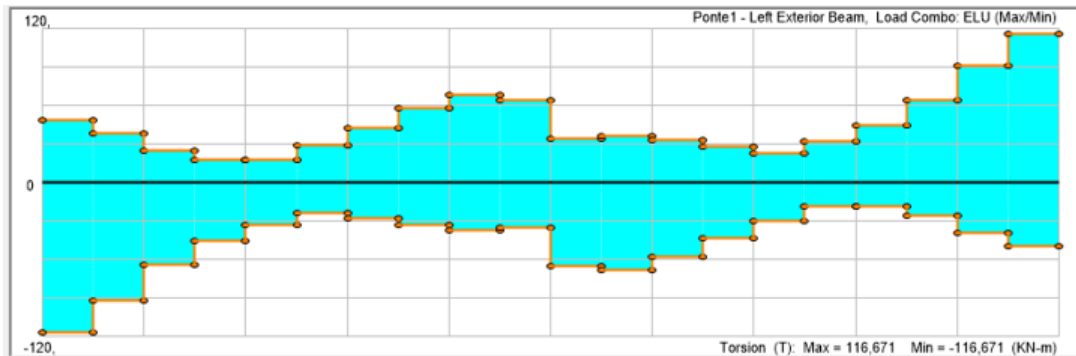
Fonte: Aatoria Própria (2022)

Figura 23 – Cortantes obtidos para longarina esquerda externa (Modelo com 2 Longarinas e 1 Transversina)



Fonte: Aatoria Própria (2022)

Figura 24 – Momentos torsores obtidos para longarina esquerda externa (Modelo com 2 Longarinas e 1 Transversina)

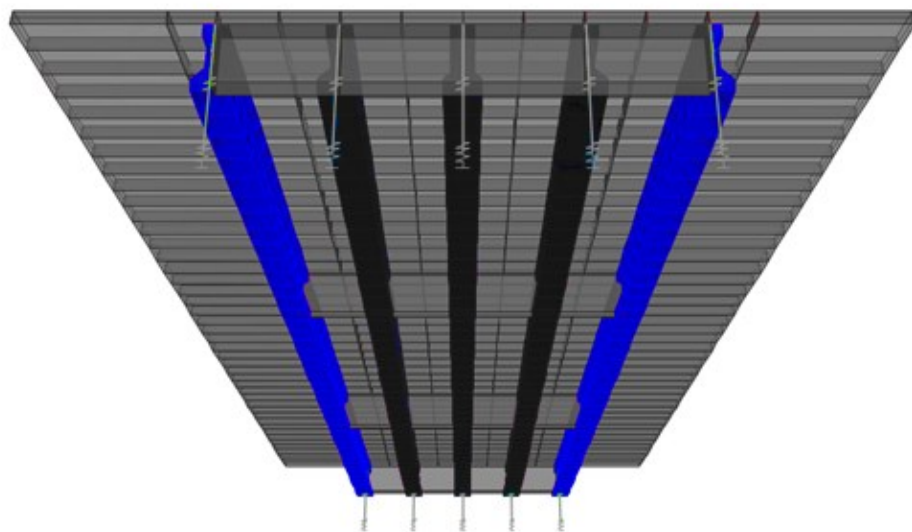


Fonte: Autoria Própria (2022)

Como demonstrado acima, estes resultados foram obtidos para todos os modelos estipulados, e verificando sua influência em cada longarina. Também, devido à simetria, tem-se que os valores obtidos na longarina externa esquerda será o mesmo que na longarina externa direita, e o mesmo acontece com a longarina intermediária esquerda nos modelos com quatro e cinco longarinas, onde seus valores se repetem na intermediária direita.

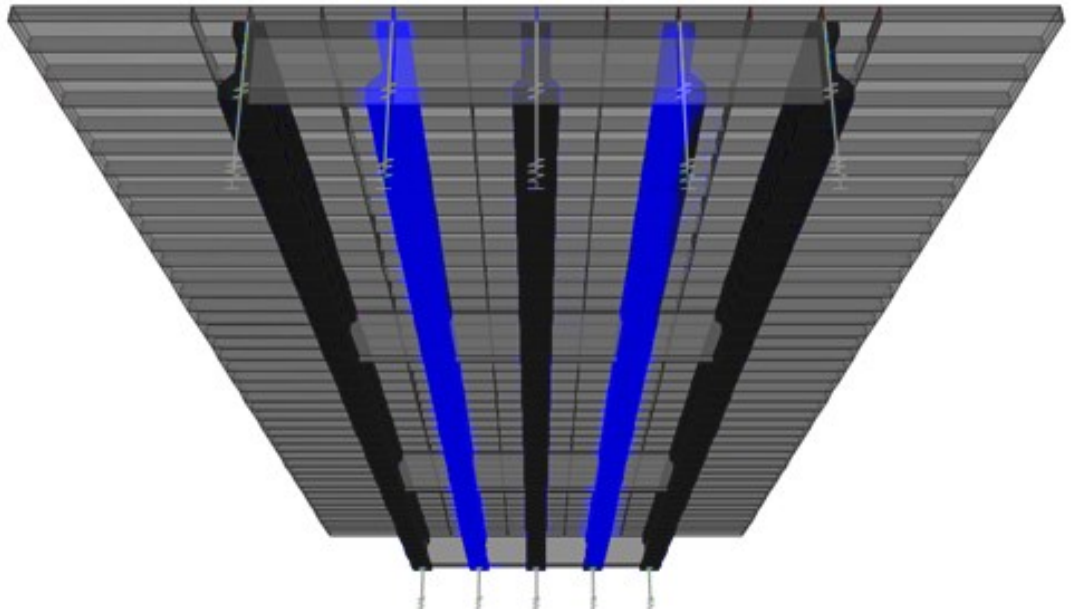
Dessa forma, as longarinas estudadas em questão para cada modelo estão dispostas nas figuras 25, 26 e 27 abaixo para melhor visualização, sendo as estas dispostas em cor azul.

Figura 25 – Representação de para qual viga está sendo realizado o estudo ao se referir a longarina externa



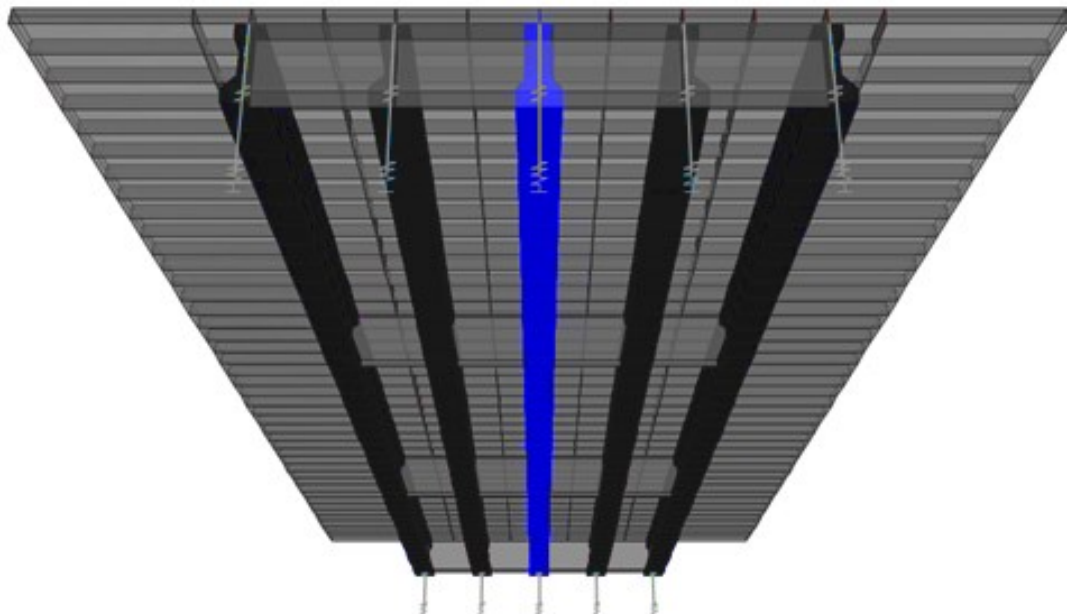
Fonte: Autoria Própria (2022)

Figura 26 – Representação de para qual viga está sendo realizado o estudo ao se referir a longarina intermediária



Fonte: Autoria Própria (2022)

Figura 27 – Representação de para qual viga está sendo realizado o estudo ao se referir a longarina interna



Fonte: Autoria Própria (2022)

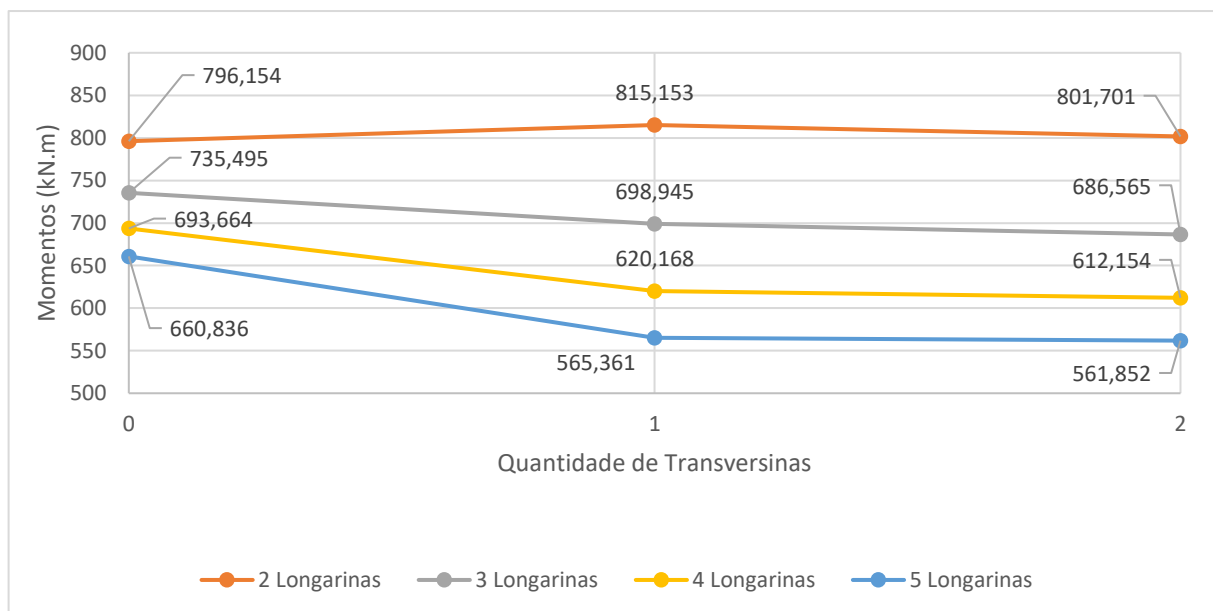
Também vale salientar que, optou-se por verificar apenas os momentos fletores, torsões e esforços cortantes apenas em longarinas, em função destas serem

dimensionadas com elementos de barra, os quais, o software CSiBridge nos apresenta os envoltórios de máximos e mínimos anteriormente citados de forma direta permitindo essa verificação em gráficos. Porém, para o modelo em questão, as transversinas foram dimensionadas com elementos de casa, dessa forma, não apresentando no software tais gráficos como os obtidos nas longarinas, apenas modelos apresentando o tabuleiro com deslocamentos e esforços sofridos nessas estruturas com divisões de cores como os que serão apresentados posteriormente para deslocamentos, dificultando essa comparação entre modelos de esforços, em função de tal característica, não se estudou-se a variação ocorridas nas transversinas com a modificação de modelos, como o realizado para longarinas.

4.1 Momentos fletores

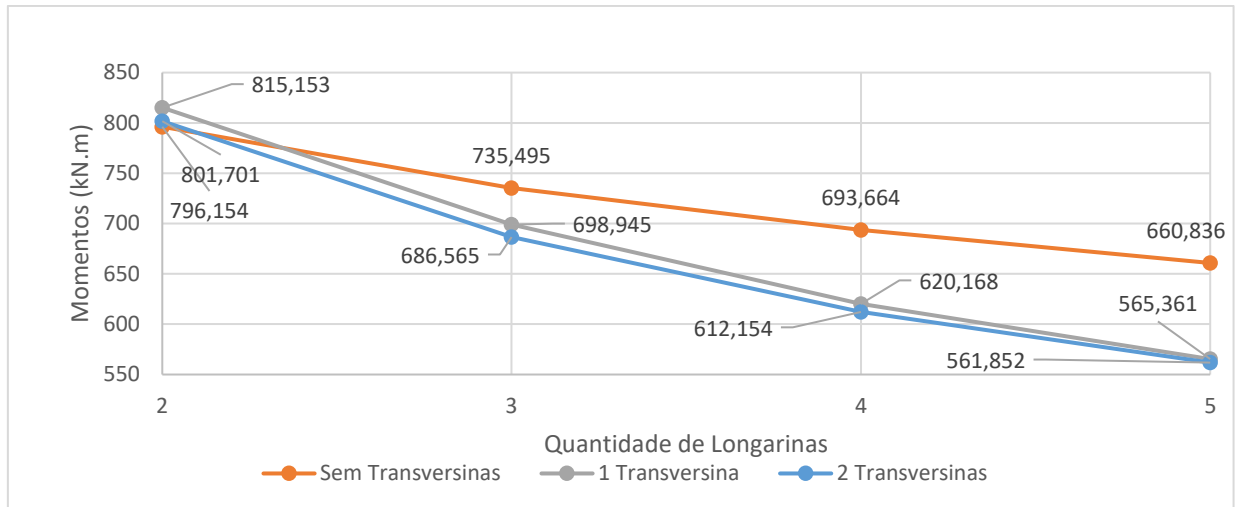
Dessa forma, com os envoltórios de momentos obtidos, elaboraram-se gráficos para melhor visualização e estudo dos resultados, como os apresentados abaixo. Os gráficos mostram tanto a variação do número de longarinas quanto de transversinas. Nos Gráficos 1 e 2 pode ser visualizado os valores momentos fletores obtidos para cada uma das situações.

Gráfico 1 – Momentos máximos obtidos para longarina esquerda externa para 10 metros (em função da variação de transversinas)



Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 2 – Momentos máximos obtidos para longarina esquerda externa para 10 metros (em função da variação de longarinas)



Fonte: Autoria Própria (2022)

Através dos gráficos para os vãos de dez metros, foi possível perceber determinados comportamentos, como: nos modelos que possuem duas longarinas, ao se colocar também uma transversina intermediária, inicialmente tem-se um aumento dos momentos devido, possivelmente, ao seu acréscimo de peso. Porém, com duas transversinas o momento fletor diminui devido à distribuição de esforços, mas ainda sendo superior ao modelo sem transversinas.

Diferentemente do anterior, as pontes com três a cinco longarinas demonstram que, ao serem adicionadas transversinas, os momentos diminuem gradativamente conforme o número de transversinas aumenta para até duas. Da mesma forma, pelo Gráfico 2, pôde-se verificar que conforme aumenta-se o número de longarinas, diminuem-se os momentos fletores aplicados na longarina externa em todos os casos estudados, e que com o uso das transversinas essa diminuição é bem mais acentuada que no modelo sem transversina. Ainda, ao se usar uma ou duas dessas vigas de travamento intermediárias, os resultados mostram-se bem próximos, demonstrando que uma melhor escolha seria apenas a utilização de apenas uma transversina em termos de custo e diminuição de cargas.

Outra consideração observada no Gráfico 1 foi que, ao aumentar o número de longarinas, a diferença da diminuição dos momentos é menor, ou seja, com cada vez mais longarinas, os momentos fletores diminuem menos expressivamente, demonstrando que poderá haver determinada situação onde esse momento irá estabilizar ou até acabar aumentando. Tal observação pode ser visualizada na Tabela 4.

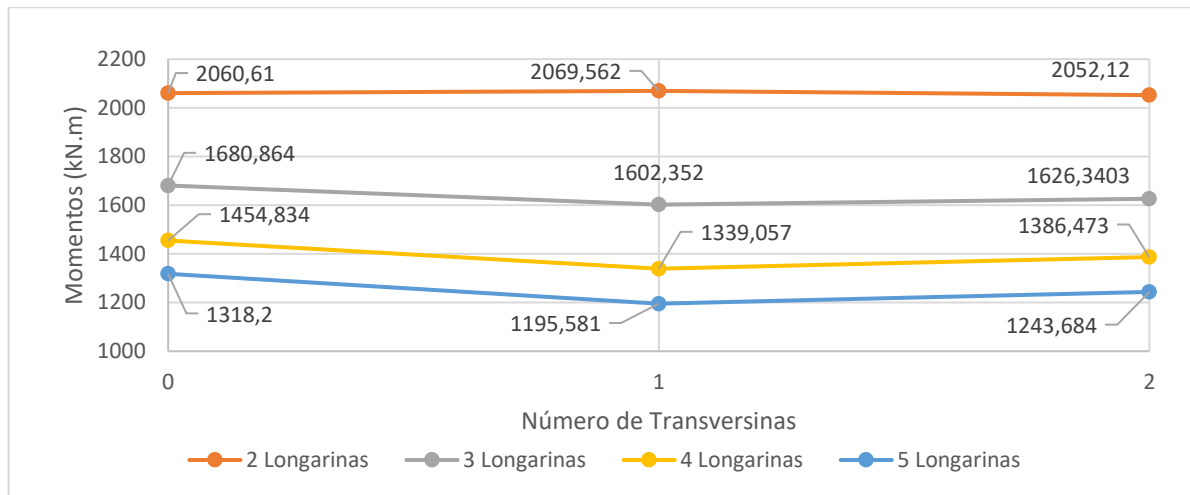
Tabela 4 – Variação da diferença dos momentos máximos para longarina esquerda externa (10 metros)

Varição do Número de Longarinas	0 Transversinas	1 Transversinas	2 Transversinas
de 2 para 3 diminui (kN.m):	60,659	116,208	115,136
de 3 para 4 diminui (kN.m):	41,831	78,777	74,411
de 4 para 5 diminui (kN.m):	32,828	54,807	50,302

Fonte: Autoria Própria (2022)

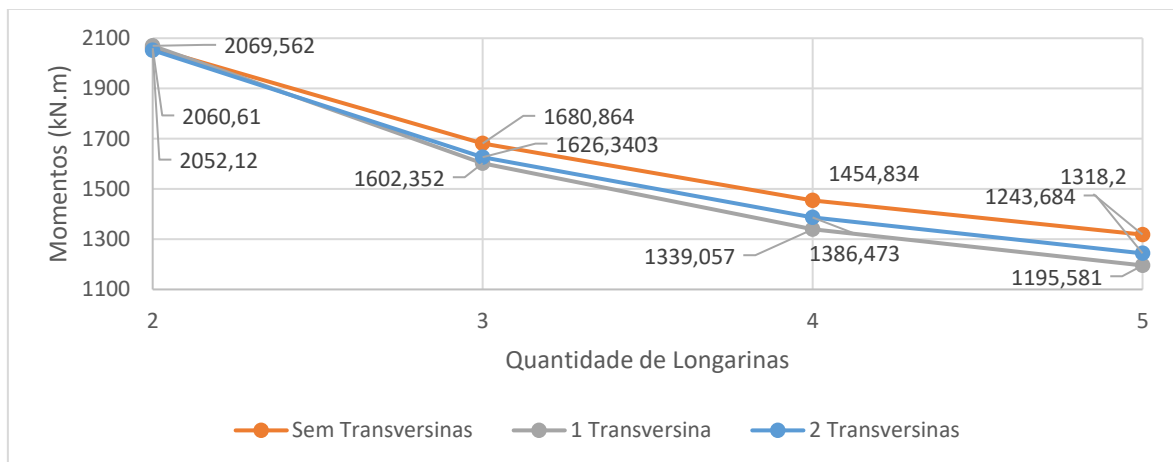
Da mesma forma, também temos os valores obtidos para o vão de vinte metros.

Gráfico 3 – Momentos máximos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de transversinas para 20 m)



Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 4 – Momentos máximos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de longarinas para 20 m)



Fonte: Autoria Própria (2022)

Através dos gráficos obtidos, foi possível perceber semelhanças entre os resultados do vão de vinte metros com o de dez metros. Por exemplo: para duas longarinas, ao se colocar uma transversina, inicialmente também se observa um aumento dos momentos fletores, porém bem inferior ao encontrado no vão menor. Também há a diferença de que, com duas vigas transversinas, o momento diminui se tornando ainda menor que o modelo sem vigas.

Outra diferença é que, para três a cinco longarinas, ao se adicionar uma transversina os momentos diminuem como no vão de dez metros, porém, apresentam um aumento com duas transversinas, como pode ser observado no Gráfico 3. Da mesma forma que o anterior, ao aumentar o número de longarinas diminui-se os momentos fletores aplicados na longarina externa. Em todos os casos, porém, também como no modelo anterior, é observado que a diminuição de momentos fica cada vez mais menos acentuada conforme se aumenta o número de longarinas, demonstrado na Tabela 5:

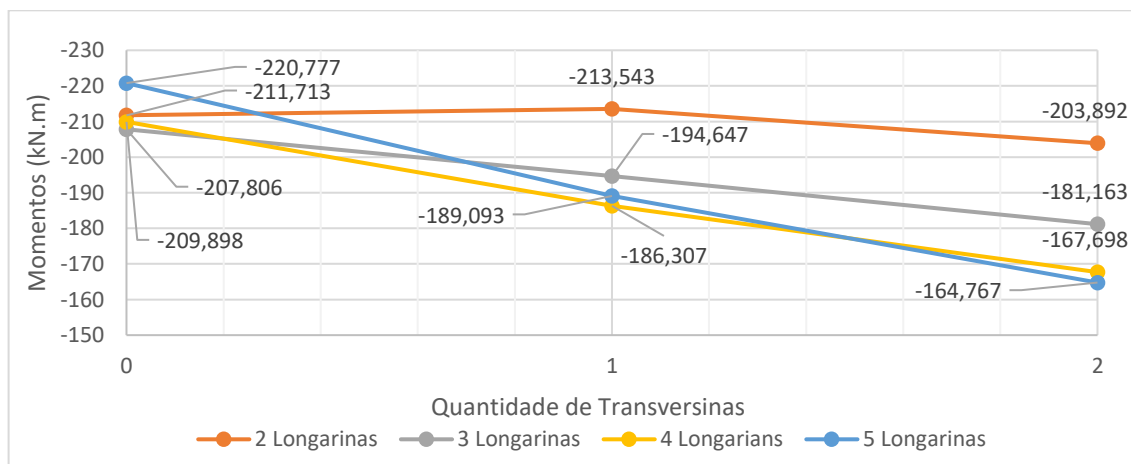
Tabela 5 – Variação da diferença dos momentos Máximos para longarina esquerda externa (20 metros)

Variação do Número de Longarinas	0 Transversinas	1 Transversinas	2 Transversinas
de 2 para 3 diminui (kN.m):	379,746	467,21	425,7797
de 3 para 4 diminui (kN.m):	226,03	263,295	239,8673
de 4 para 5 diminui (kN.m):	136,634	143,476	142,789

Fonte: Autoria Própria (2022)

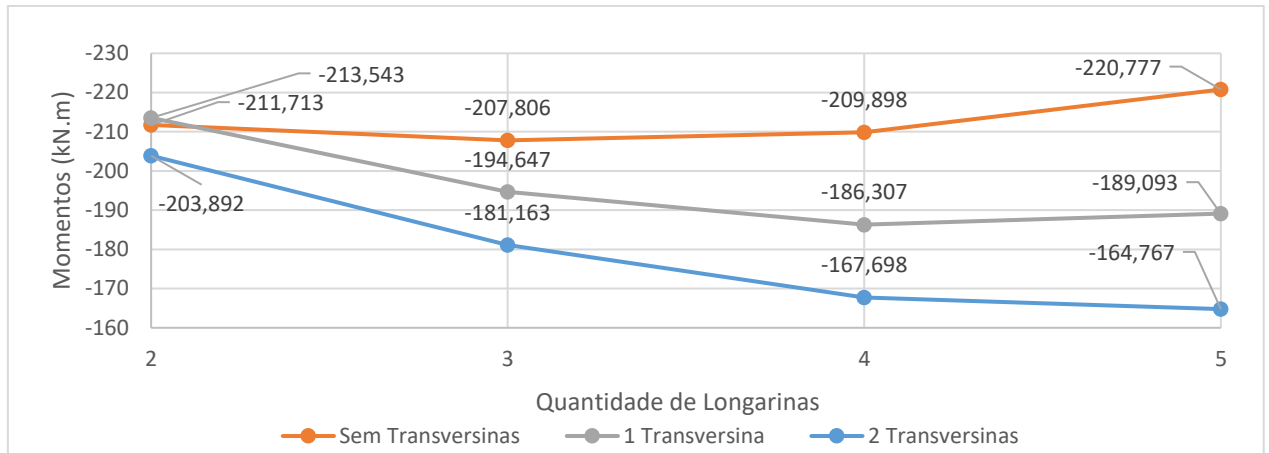
Também observou-se os resultados dos momentos máximos negativos (mínimos) obtidos em ambos os casos:

Gráfico 5 - Momentos mínimos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de transversinas para 10 m)



Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 6 – Momentos mínimos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de longarinas para 10 m)



Fonte: Autoria Própria (2022)

Com relação aos momentos mínimos, pode-se observar que, assim como aconteceu com os momentos máximos positivos, para a configuração com duas longarinas, ao se introduzir uma transversina, há um pequeno aumento de momentos e então, com duas vigas transversinas o momento é reduzido mais significativamente. Também, como nos positivos, é observada uma diminuição gradativa de momentos para os modelos de três a cinco longarinas com a adição de transversinas para os casos estudados. Uma característica peculiar é que, com relação a quantidade de longarinas, obteve-se diferenças com os valores encontrados, em que, para cinco longarinas, os valores de momento fletor foram maiores que com quatro longarinas, e este maiores que os valores dos momentos com três longarinas, e ainda com duas longarinas acabou sendo maior que ambos, três e quatro.

Também pode ser visualizado no Gráfico 6 que a tendência de diminuição de momentos negativos, conforme se aumenta o número de longarinas não é seguida, no qual, de duas para três longarinas se tem uma diminuição, mas de três ou mais o gráfico tende a se estabilizar, e até mesmo crescer em alguns casos sem transversinas e com uma transversina. Diferentemente dos anteriores, houve momentos que aumentaram e diminuíram com determinada quantidade de longarinas. Essa variação pode ser visualizada na Tabela 6:

Tabela 6 – Variação da diferença dos momentos mínimos para longarina esquerda externa (10 metros)

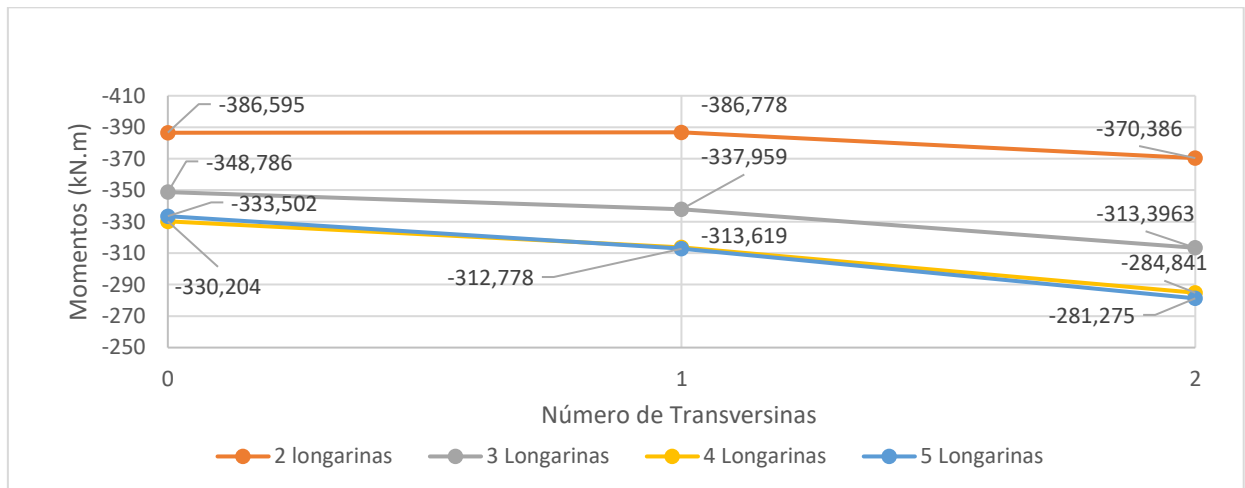
Variação do Número de Longarinas	0 Transversinas	1 Transversinas	2 Transversinas
de 2 para 3 diminui (kN.m):	3,907	18,896	22,729
de 3 para 4 diminui (kN.m):	-2,092	8,34	13,465
de 4 para 5 diminui (kN.m):	-10,879	-2,786	2,931

*Quando o valor está negativo (-) significa que os momentos negativos aumentaram

Fonte: Aatoria Própria (2022)

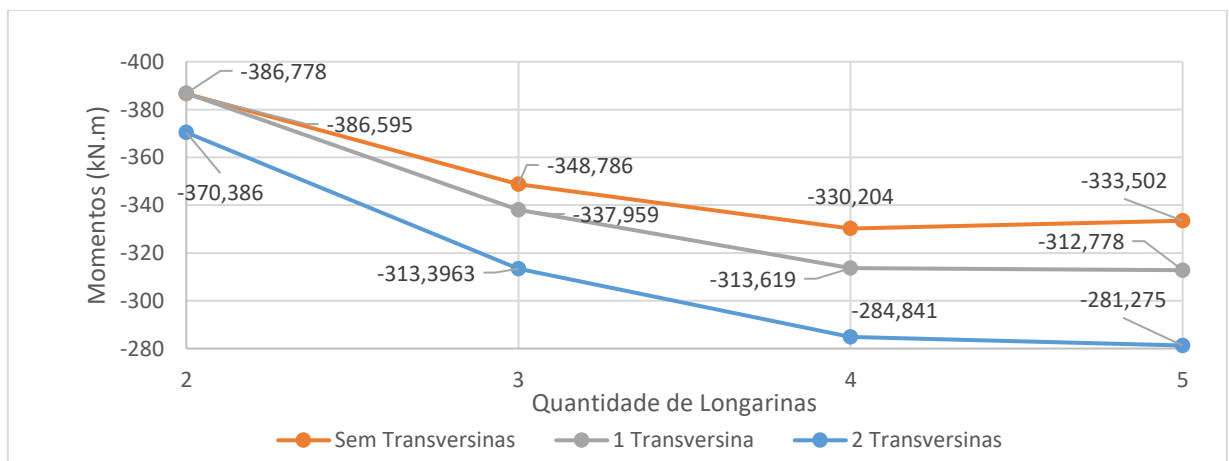
Analogamente, para o vão de vinte metros, tem-se os valores dos momentos fletores expressos nos gráficos abaixo:

Gráfico 7 – Momentos mínimos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de transversinas para 20 m)



Fonte: Aatoria Própria (2022)

Gráfico 8 – Momentos mínimos obtidos para longarina esquerda externa (em função da variação de longarinas para 20 m)



Fonte: Aatoria Própria (2022)

É possível verificar, através dos gráficos obtidos, diversos fatores que se assemelham aos encontrados com o vão de dez metros, como a diferença de aumento inicial com duas longarinas, se comparado com o ocorrido com as de três a cinco longarinas. Pode-se observar também que a tendência de diminuição de momentos negativos conforme se aumenta o número de longarinas não é seguida, estabilizando-se e crescendo assim como para o vão menor. Outra característica semelhante é que, sem transversinas, os momentos fletores negativos foram maiores com cinco longarinas que com quatro longarinas, modificando-se com duas transversinas, ou seja, em ambos os casos o valor dos momentos altera sua posição graficamente. Sua única diferença mais significativa, é que no gráfico com relação às transversinas, a diminuição de momentos com relação ao aumento das longarinas foi mais gradual, diferentemente do modelo de dez metros. E, da mesma forma, houve diferenças cada vez menores nas variações dos momentos, como pode ser visto na Tabela 7:

Tabela 7 – Variação da diferença dos momentos mínimos para longarina esquerda externa (20 metros)

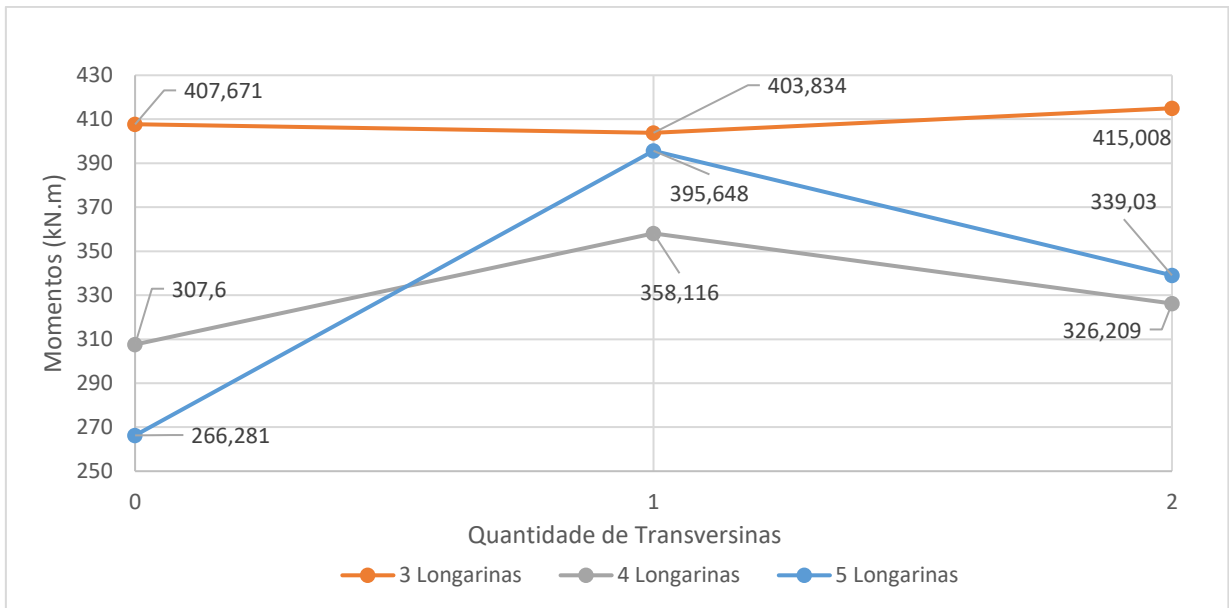
Variação do Número de Longarinas	0 Transversinas	1 Transversinas	2 Transversinas
de 2 para 3 diminui (kN.m):	37,809	48,819	56,9897
de 3 para 4 diminui (kN.m):	18,582	24,34	28,5553
de 4 para 5 diminui (kN.m):	-3,298	0,841	3,566

*Quando o valor está negativo (-) significa que os momentos negativos aumentaram

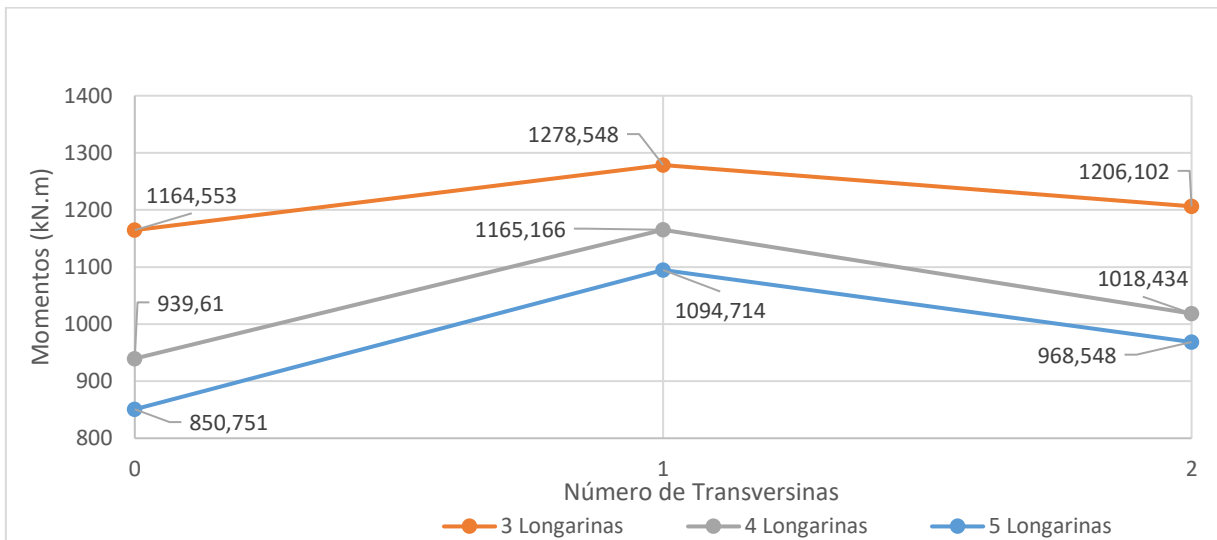
Fonte: Aatoria Própria (2022)

Pode-se observar que o caso do momento negativo aumentar ao invés de diminuir aconteceu apenas uma vez para o vão maior.

Também, observou-se os resultados para os modelos que possuem longarinas intermediárias e internas, sendo eles com 3, 4 e 5 longarinas, obtendo assim os resultados dos gráficos 9 e 10.

Gráfico 9 – Momentos máximos obtidos para longarina intermediária esquerda (10 metros)

Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 10 – Momentos máximos obtidos para longarina intermediária esquerda (20 metros)

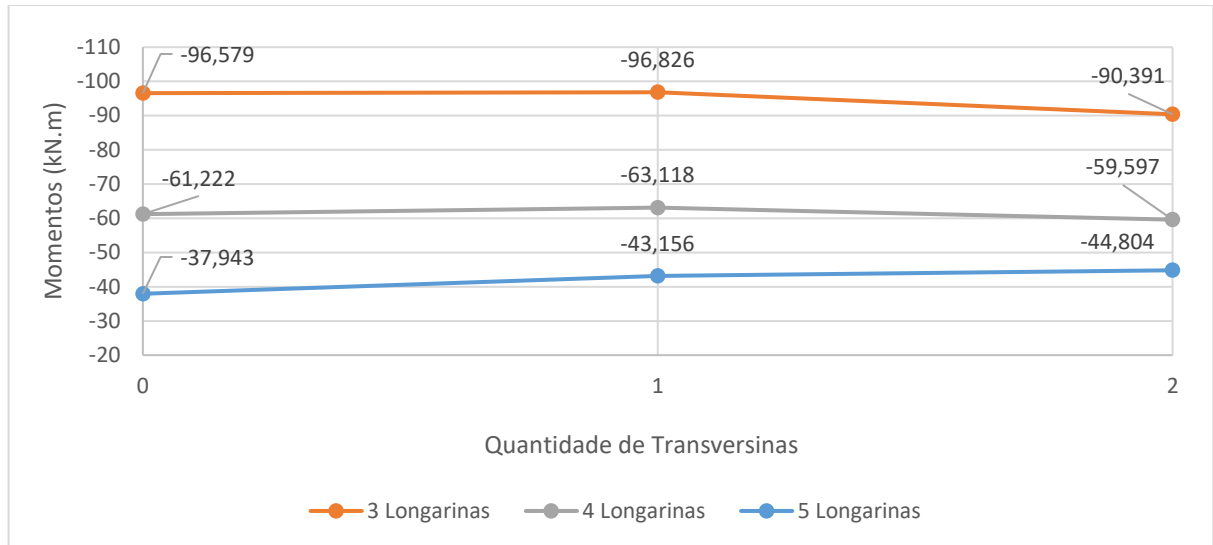
Fonte: Autoria Própria (2022)

Por meio da análise gráfica, podemos verificar o comportamento dos momentos agindo na viga intermediária da esquerda, ao se colocar as vigas transversinas. Para o vão de dez metros, são observados resultados mais desordenados, no qual o momento para o modelo de cinco longarinas e sem transversinas se apresenta menor do que para quatro longarinas, sendo o único caso que isso ocorre. Também, para três longarinas, a curva de momento se comporta de maneira diferente das outras, diminuindo com a adição de uma transversina e

aumentando com duas, algo que acaba sendo contrário nas outras configurações, que aumentam seus valores de momentos com uma transversina e diminuem com duas.

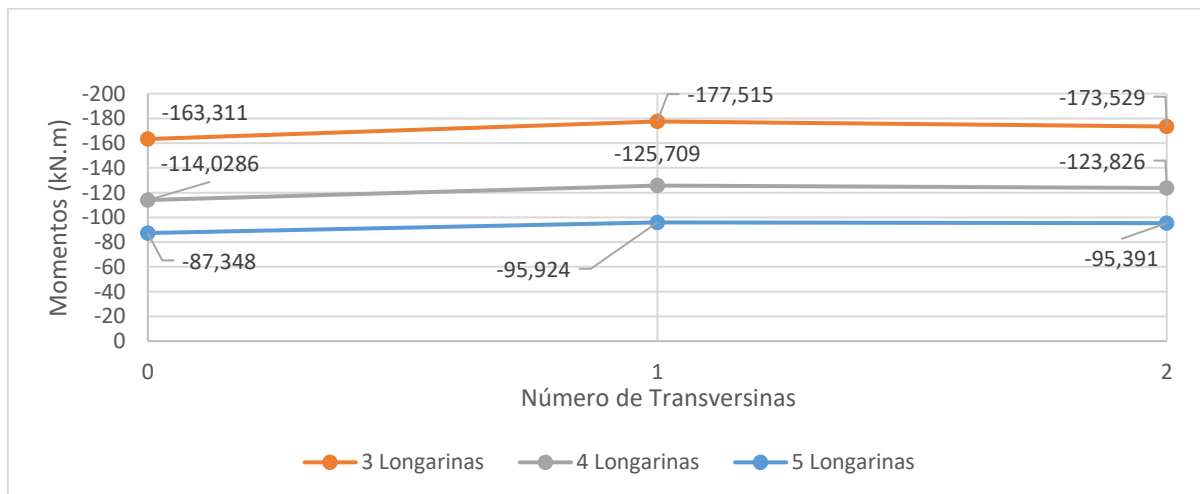
Para os momentos negativos máximos, obtiveram-se resultados em alguns casos semelhantes, mas menos significativos em ordem de grandeza, como pode ser visto nos Gráficos 11 e 12 abaixo:

Gráfico 11 – Momentos mínimos obtidos para longarina intermediária esquerda (10 metros)



Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 12 – Momentos mínimos obtidos para longarina intermediária esquerda (20 metros)



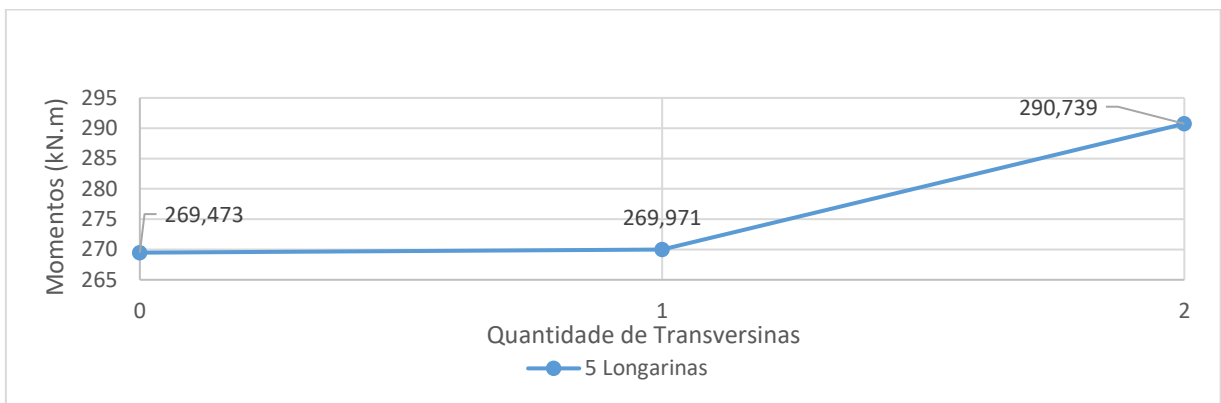
Fonte: Autoria Própria (2022)

Como demonstrado graficamente, o uso de transversinas intermediárias afeta de forma mínima os momentos obtidos nas longarinas intermediárias laterais, possuindo modificações da ordem de grandeza de apenas 10 kN.m a 20 kN.m. Diferentemente dos momentos positivos, esses tiveram algumas pequenas

diferenças, em que praticamente em todos os casos houve um aumento dos momentos com uma transversina e diminuição com duas. Apenas o modelo de cinco longarinas e dez metros foi o que demonstrou um momento sempre crescente conforme se aumentava o número de transversinas.

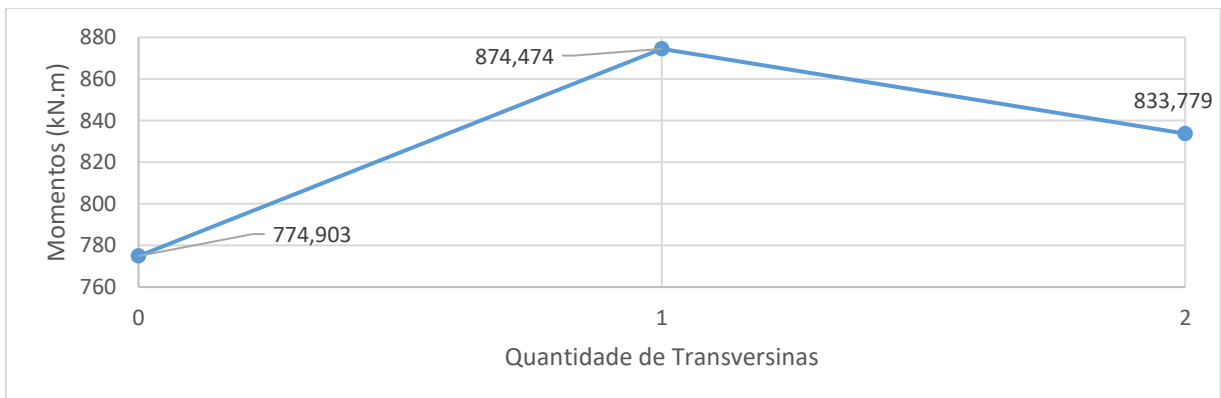
Por fim, ainda se tem a variação de momentos para a longarina interna central, sendo apresentada abaixo:

Gráfico 13 – Momentos máximos obtidos para longarina interna central (10 metros)



Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 14 – Momentos máximos obtidos para longarina interna central (20 metros)

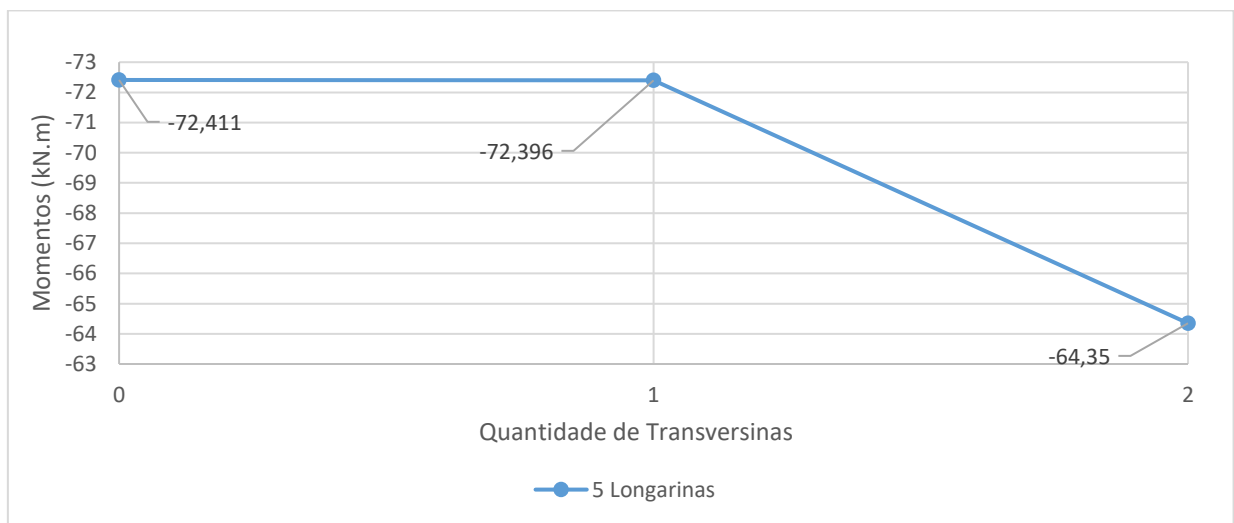


Fonte: Autoria Própria (2022)

Para longarina interna central, como pode ser observado, há uma diferença com relação à variação de momentos com o aumento do vão e uso de transversinas, na qual, com dez metros, ao se adicionar uma transversina, tem-se um aumento bem sutil de momentos, que continua crescente para duas transversinas. Porém, com vinte metros, tem-se um aumento bem considerável, de quase 100 kN.m, mas que acaba diminuindo quando se utilizam duas transversinas.

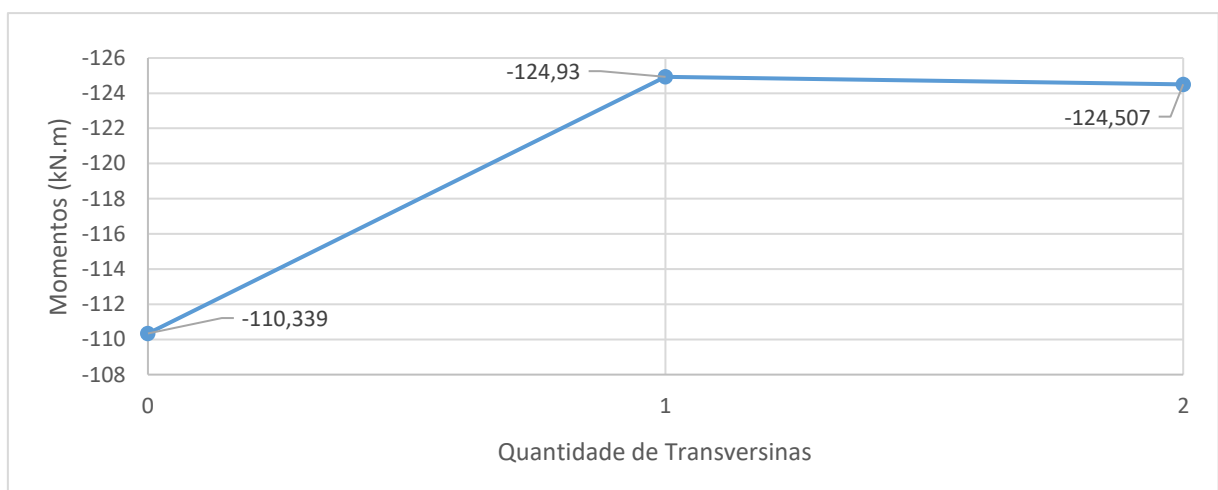
Para os momentos máximos negativos, isto é, mínimos, é observado que a configuração com dez metros permanece quase que constante com a adição da primeira transversina, e que diminui quando se acrescenta duas. Diferentemente, com vinte metros acontece quase o contrário, no qual a mudança do modelo de nenhuma transversina para o modelo com uma, tem-se um aumento de momento negativo, que se torna quase invariável com a adição de mais uma viga transversal. Tais características podem ser observadas nos Gráficos 15 e 16 abaixo:

Gráfico 15 – Momentos mínimos obtidos para longarina interna central (10 metros)



Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 16 – Momentos mínimos obtidos para longarina interna central (20 metros)

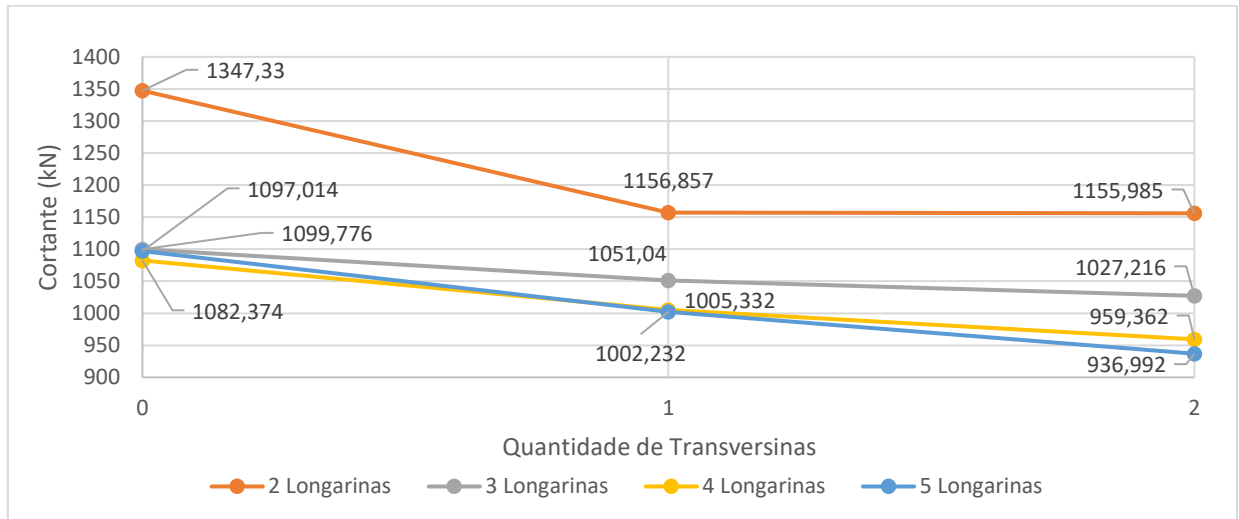


Fonte: Autoria Própria (2022)

4.2 Cortantes

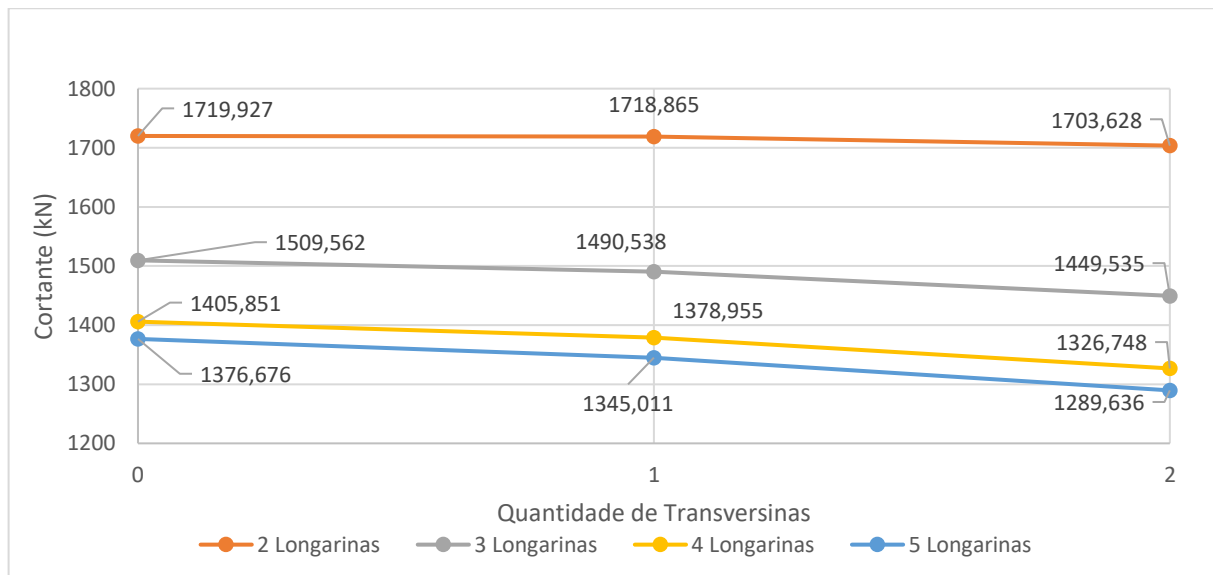
Da mesma forma que o realizado para momentos fletores, também foram elaborados gráficos para análise dos cortantes que demonstram os valores máximos obtidos para esse esforço, sendo apresentados abaixo:

Gráfico 17 – Cortantes Máximos obtidos para longarina externa esquerda (10 metros)



Fonte: Aatoria Própria (2022)

Gráfico 18 – Cortantes Máximos obtidos para longarina externa esquerda (20 metros)



Fonte: Aatoria Própria (2022)

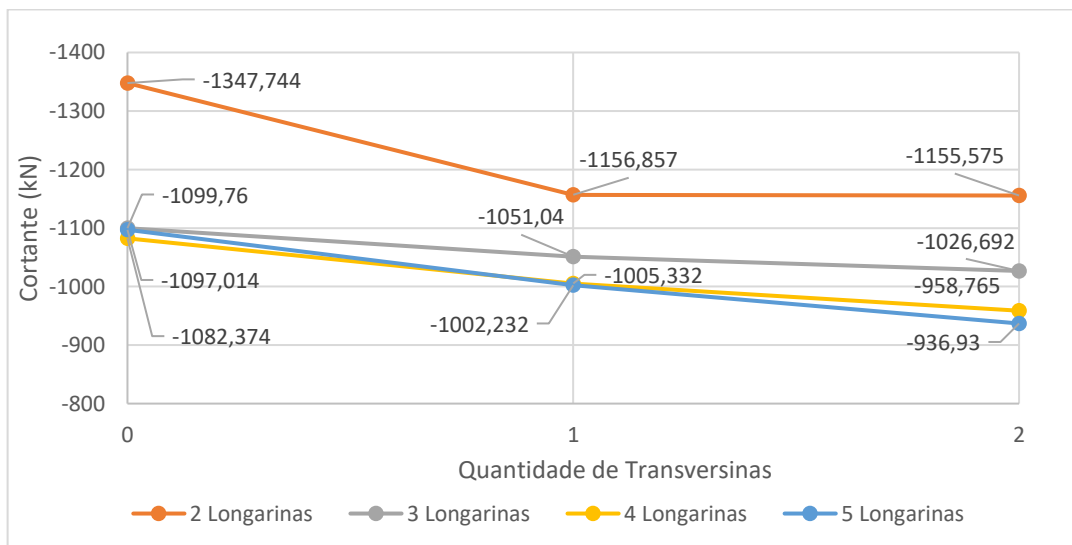
Para a longarina externa, tem-se resultados bem semelhantes com relação à tendência de queda de cortante, em que, em ambos os vãos, o valor do cortante diminui gradativamente ao passo em que são introduzidas as transversinas. Essa redução é bem mais acentuada para o modelo com vão de dez metros, principalmente

para a configuração com duas longarinas, na qual a adição de uma transversina apresenta diminuição da força cortante em quase 200 kN; contudo, essa tendência acaba não se modificando com a adição de uma segunda viga de travamento – inclusive, para os demais casos, as diminuições são cada vez menores, demonstrando que um possível vão com duas transversinas não seria vantajoso com relação a cortantes.

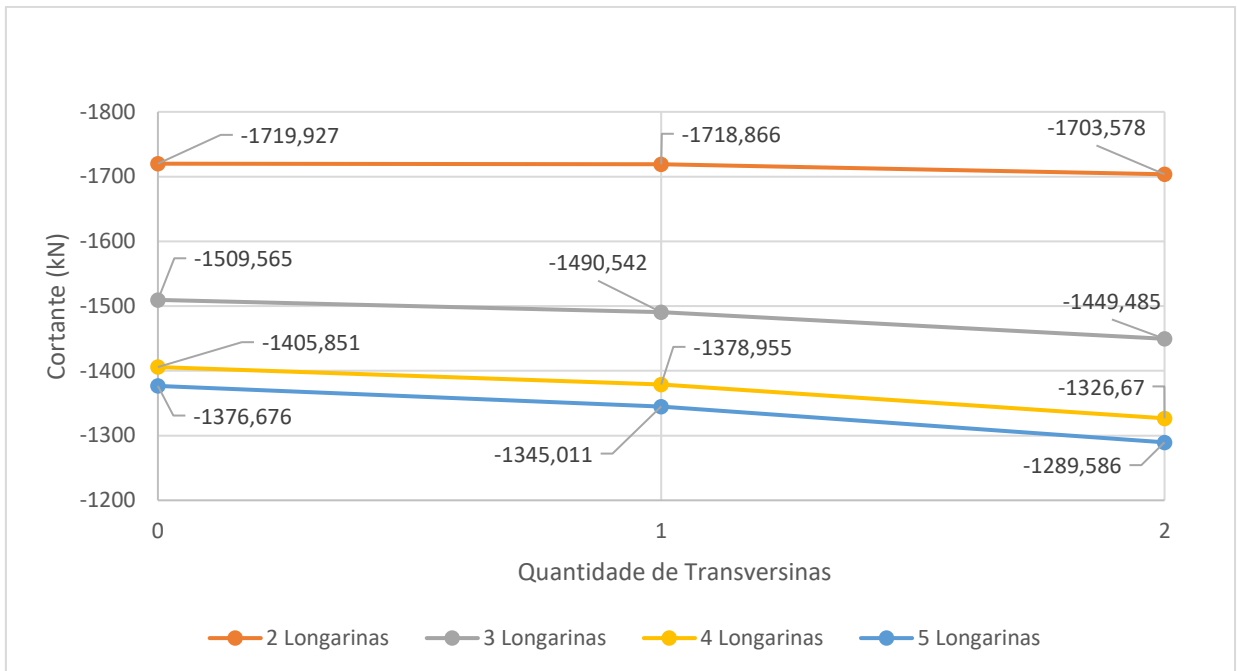
Da mesma forma, pode-se observar que a melhor maneira de se diminuir os valores obtidos nos cortantes é com a adição de vigas longitudinais (longarinas), em que a melhor modificação é de duas para três longarinas, a qual resulta em uma diminuição de mais de 200 kN em ambos os casos. Ainda é possível ver que, a adição de mais longarinas acarretará apenas em diminuições bem menos expressivas, não valendo a pena em muitos casos.

Devido à simetria, os cortantes máximos positivos e negativos, tendem a apresentar o mesmo valor, e conseqüentemente, a mesma tendência de crescimento ou decréscimo de cortantes. Porém, foram obtidos gráficos com diferenças mínimas, devido possivelmente ao módulo de caminhamento do trem tipo padrão e das combinações de ações. Dessa forma, por apresentar tais semelhanças em todas as vigas, apenas os gráficos com relação à longarina externa esquerda estão sendo apresentados para fins de conferência entre os máximos positivos e negativos, e, assim, para as próximas vigas, serão apresentados apenas os valores máximos positivos.

Gráfico 19 – Cortantes Mínimos obtidos para longarina externa esquerda (10 metros)

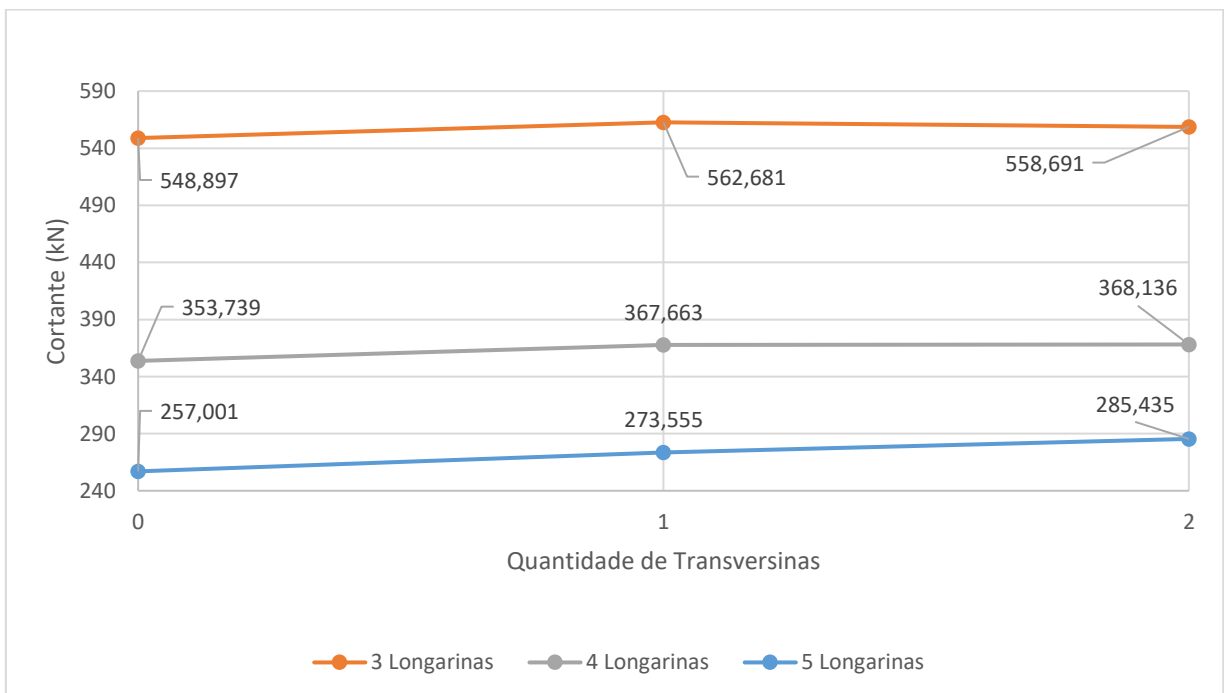


Fonte: Autoria Própria (2022)

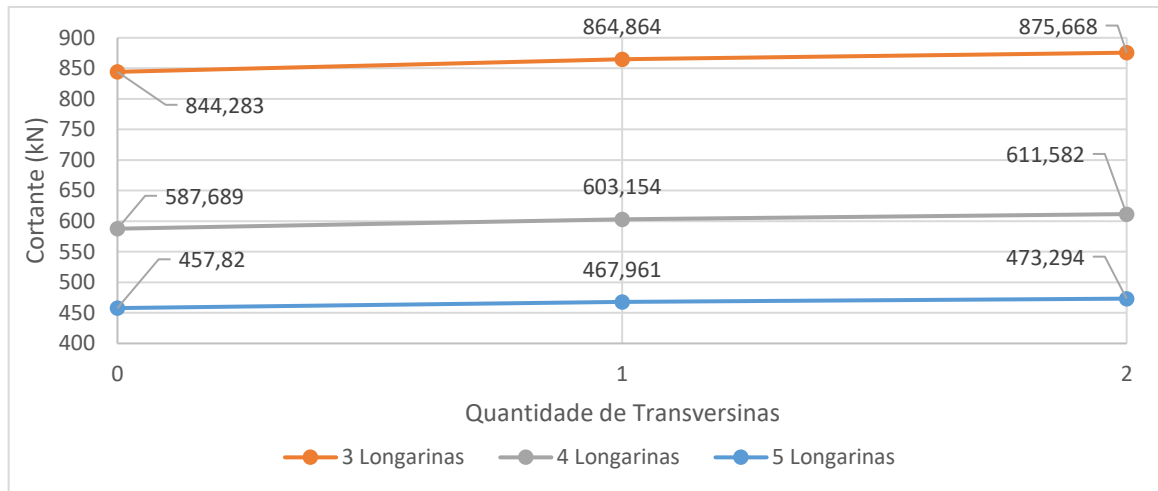
Gráfico 20 – Cortantes Mínimos obtidos para longarina externa esquerda (20 metros)

Fonte: Autoria Própria (2022)

Assim como citado acima, para as vigas internas, devido à simetria de resultados, apresentou-se apenas os cortantes máximos positivos obtidos, sendo expressos nos gráficos abaixo:

Gráfico 21 – Cortantes Máximos longarina intermediária esquerda (10 metros)

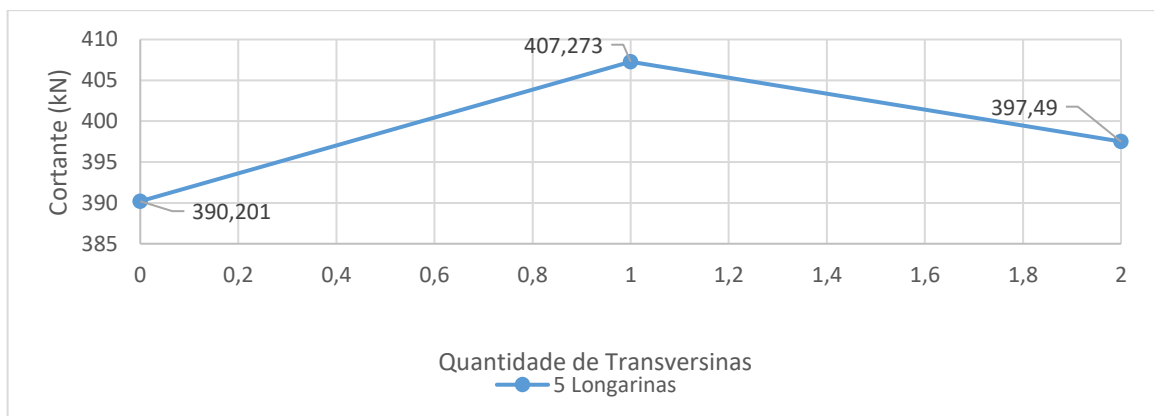
Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 22 – Cortantes Máximos longarina intermediária esquerda (20 metros)

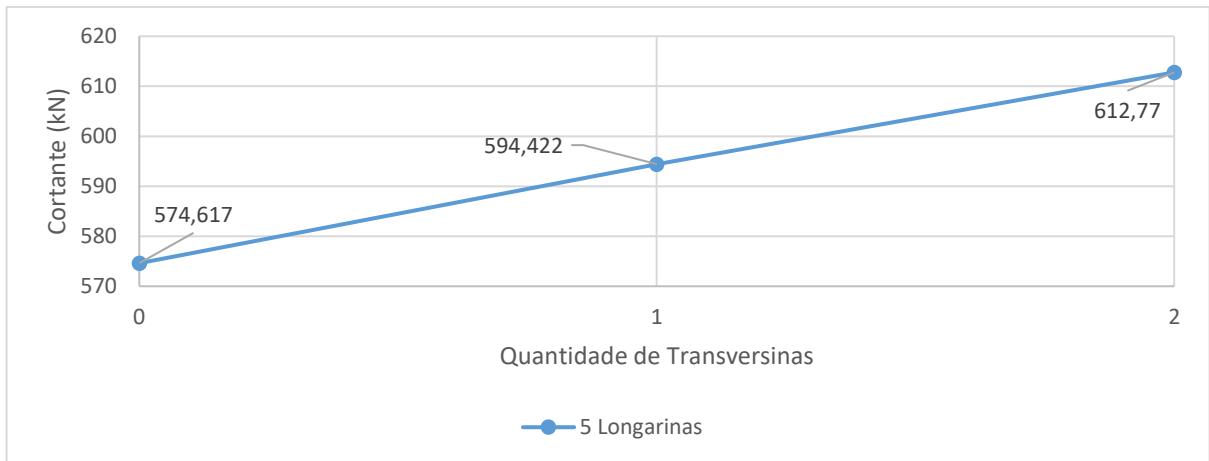
Fonte: Autoria Própria (2022)

As características dos cortantes da longarina intermediária esquerda apresentam uma grande diferença com relação aos da externa, pois, ao serem adicionadas transversinas, essas acabam por aumentar gradativamente os valores dos cortantes para ambos os modelos com dez e vinte metros, enquanto que, nas vigas externas, acontece o contrário, diminuindo os cortantes.

As vigas longarinas internas centrais, por outro lado, apresentam comportamentos diferentes com relação ao vão. Tanto para dez ou vinte metros, a colocação de uma transversina causa um aumento de cortantes, porém, ao serem inseridas duas transversinas, o vão menor tende a ter o seu valor de cortante diminuído, enquanto que no vão maior de vinte metros, os valores dos cortantes continuam crescentes, como pode ser visualizado nos Gráficos 23 e 24.

Gráfico 23 – Cortantes Máximos longarina interna central (10 metros)

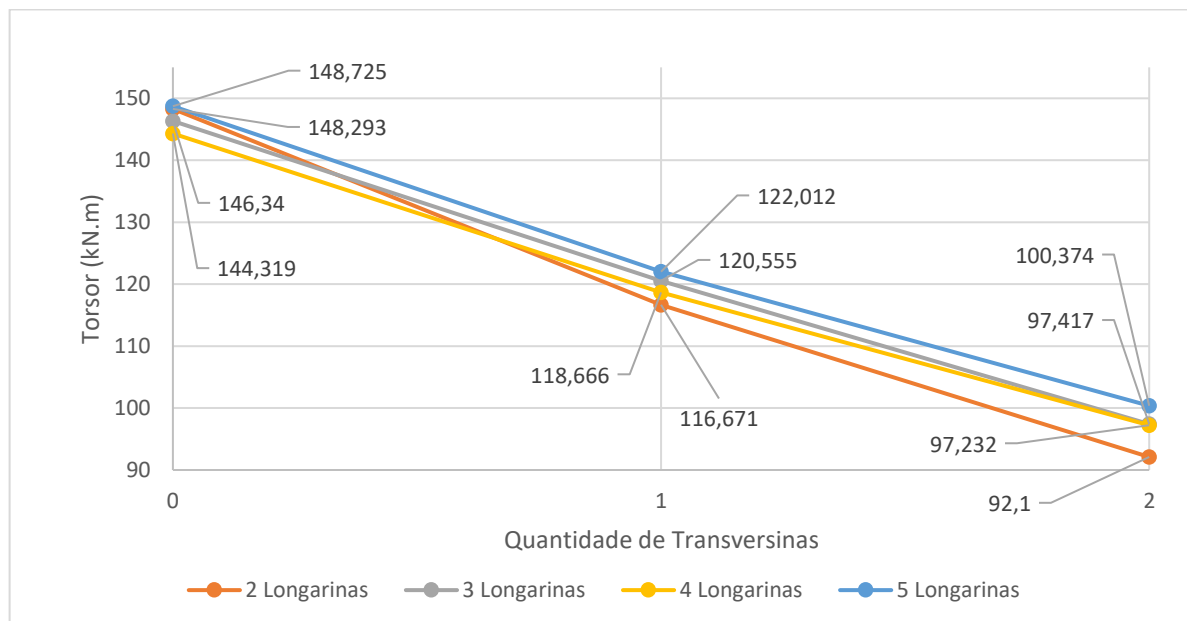
Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 24 – Cortantes Máximos longarina interna central (20 metros)

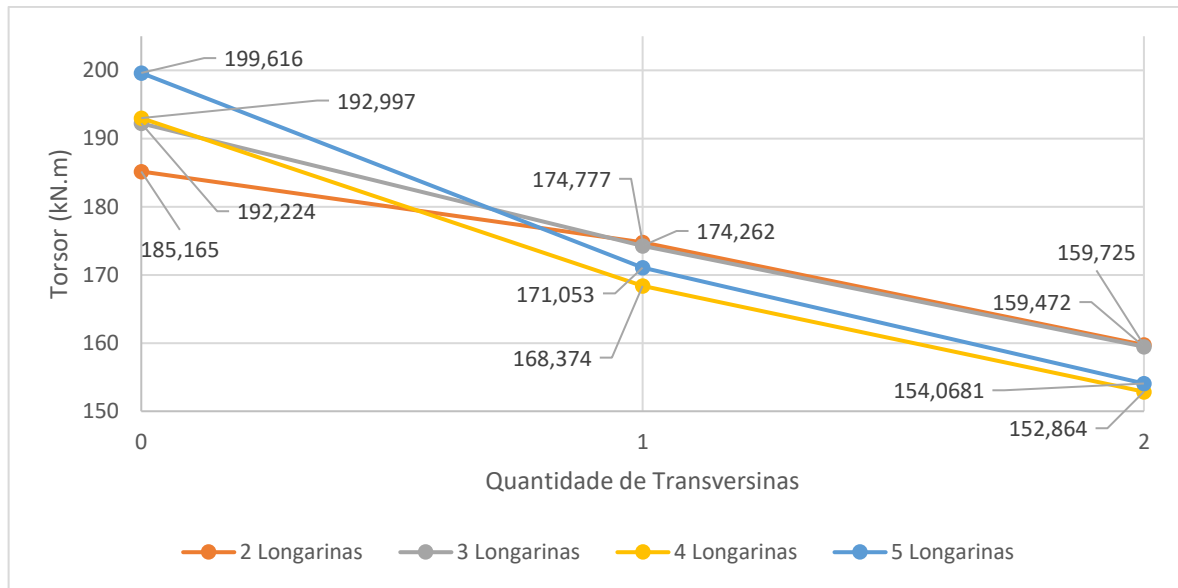
Fonte: Autoria Própria (2022)

4.3 Momentos Torsores

Da mesma forma que o ocorrido para os cortantes, os momentos torsores negativos máximos exprimem quase que os mesmos valores que os torsores positivos mínimos devido à simetria, sofrendo algumas poucas mudanças devido às cargas e arredondamentos. Dessa forma, apenas os positivos obtidos foram expressos graficamente, podendo ser analisados nos gráficos abaixo.

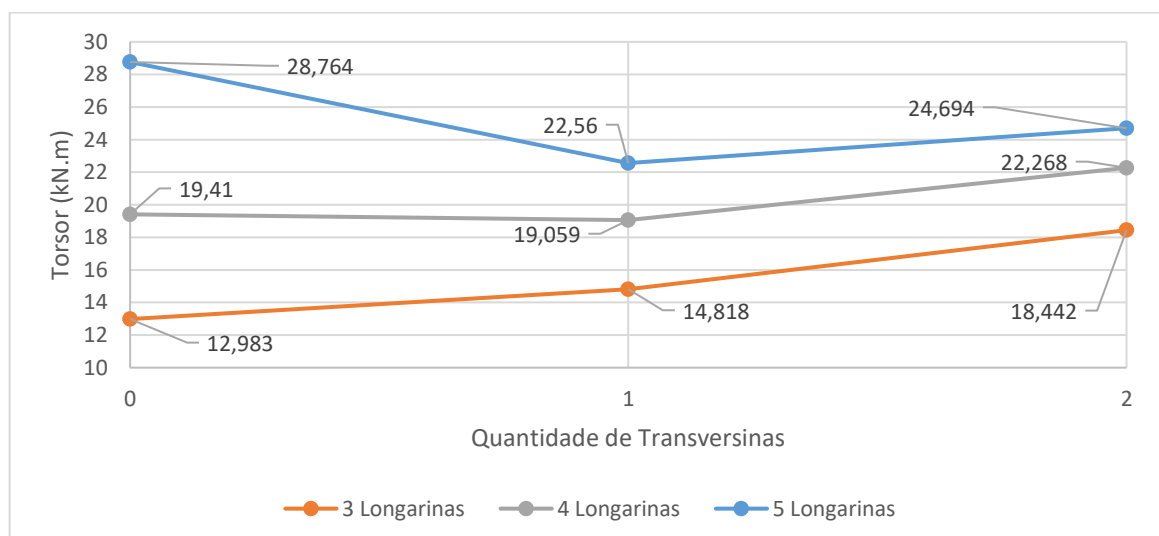
Gráfico 25 – Momentos Torsores Máximos Longarina externa esquerda (10 metros)

Fonte: Autoria Própria (2022)

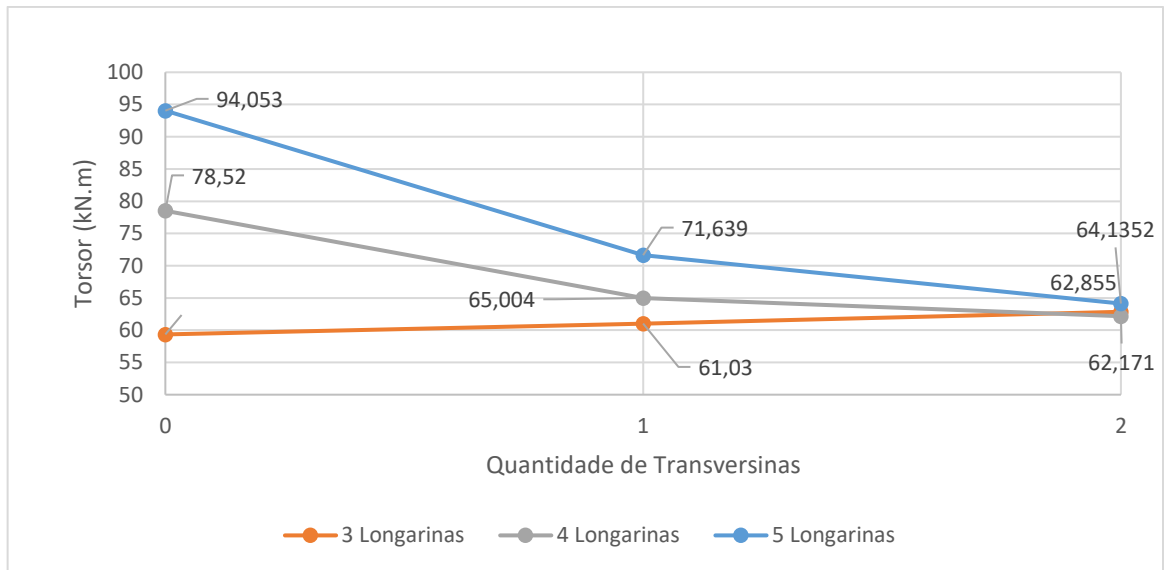
Gráfico 26 – Momentos Torsores Máximos Longarina externa esquerda (20 metros)

Fonte: Autoria Própria (2022)

Para a longarina externa esquerda é possível verificar que, conforme se adicionam transversinas, os momentos torsores diminuem com o número de longarinas reduzindo, diferentemente das outras análises. Uma característica a ser citada é que, com relação ao modelo com duas longarinas, a ponte com vão de dez metros sem transversinas inicia quase com o maior momento, mas que, com duas transversinas, ela apresenta o menor momento dentre todas. Para esse mesmo modelo, com vão de vinte metros, é observado o contrário: a ponte com duas vigas longarinas, e sem nenhuma transversina, apresenta o menor momento, enquanto que, com duas vigas transversais apresenta um dos maiores dentre todos.

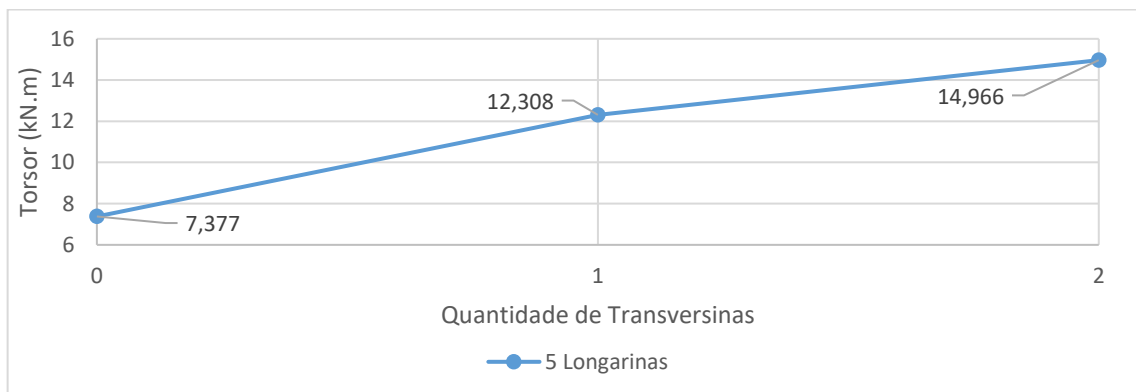
Gráfico 27 – Momentos Torsores Máximos Longarina intermediária esquerda (10 metros)

Fonte: Autoria Própria (2022)

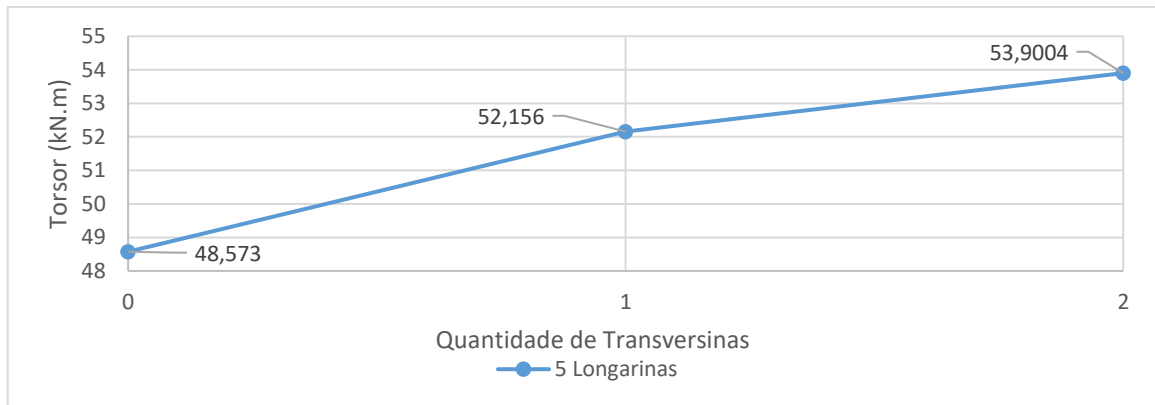
Gráfico 28 – Momentos Torsores Máximos Longarina intermediária esquerda (20 metros)

Fonte: Autoria Própria (2022)

A longarina interna esquerda apresenta um comportamento menos acentuado com o vão de dez metros, em que são observadas variações de até 6 kN.m, enquanto que para o vão maior, essa variação é de quase 30 kN.m. Outra característica é que, para pontes com menor número de longarinas - no caso, três - ao se introduzirem transversinas, as mesmas tendem a aumentar os valores de momento torsor, enquanto que para quatro e cinco longarinas, há uma redução desse momento. Grande parte dessa reação vem em função do peso que as transversinas acabam acarretando nas vigas longitudinais, que em menor quantidade acabam aumentando seus momentos fletores no lugar de diminuí-los. Porém, em se tratando de torsões, a transversina proporciona um melhor travamento da estrutura, diminuindo seus momentos, em um primeiro caso.

Gráfico 29 – Momentos Torsores Máximos Longarina Interna Central (10 metros)

Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 30 – Momentos Torsores Máximos Longarina Interna Central (20 metros)

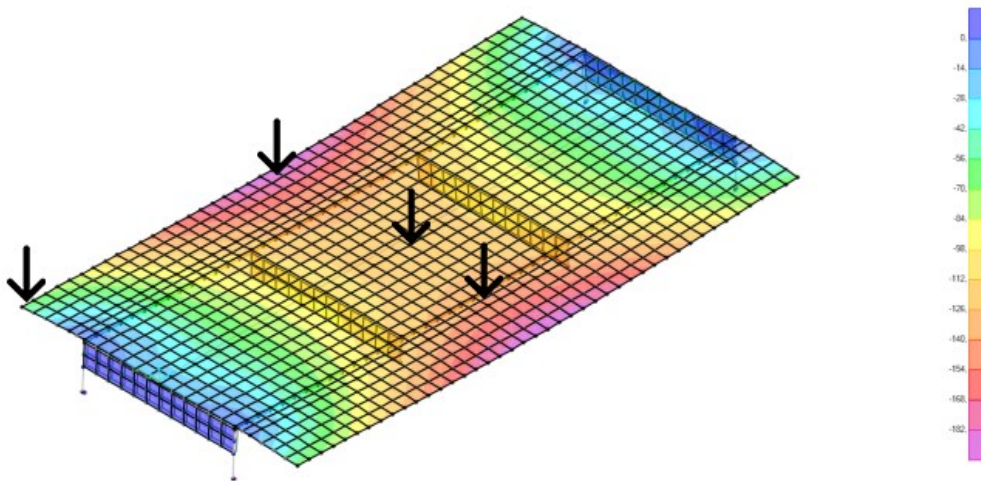
Fonte: Autoria Própria (2022)

Por fim, a longarina interna central, em ambos os vãos, apresenta um pequeno aumento de seus momentos conforme são colocadas as vigas transversinas, como pode ser observado nos gráficos 29 e 30 acima.

4.4 Deslocamentos

Além dos esforços que a estrutura demonstrou sofrer devido aos diferentes modelos e carregamentos, também foi realizada a verificação dos deslocamentos máximos em determinadas partes do tabuleiro, como pode ser visualizado na Figura 28. Focou-se, primariamente, na análise dos deslocamentos verticais, devido às cargas aplicadas e ao peso próprio causarem deformações mais expressivas nesse sentido.

Figura 28 – Representação de pontos para verificação de deslocamentos no tabuleiro

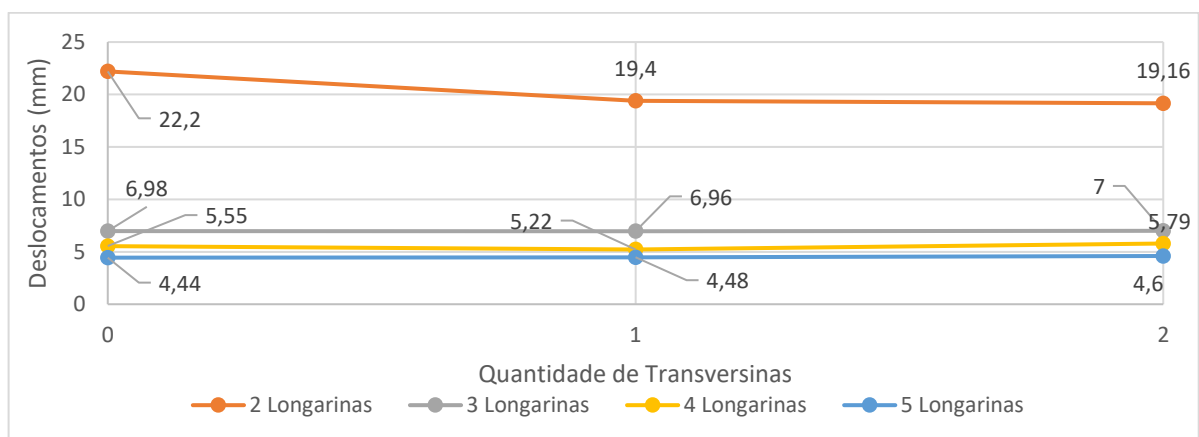


Fonte: Autoria Própria (2022)

Como pode ser observado na figura acima, o software de elementos finitos proporciona uma análise de todas as peças do tabuleiro com relação aos deslocamentos sofridos, sendo esta variação representada por cores, que seguem os valores segundo a escala à direita, disposta em milímetros.

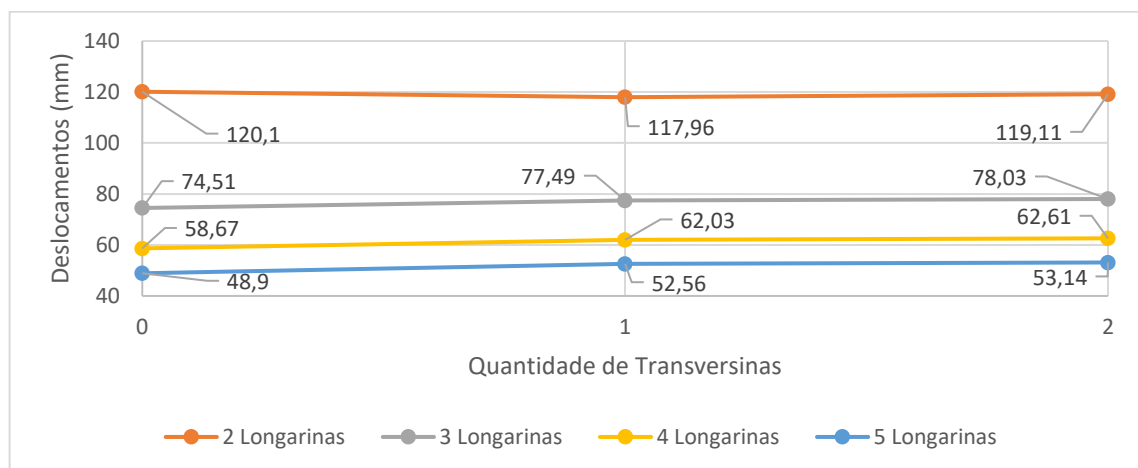
Para a análise dos deslocamentos verticais, optou-se por seções e pontos que apresentavam a maior variação e valores máximos, quando a configuração da quantidade de longarinas e transversinas era modificada. Tais pontos são representados pelas setas da Figura 28, sendo eles: um no centro do tabuleiro, no ponto de deslocamento máximo acima da longarina mais externa (centro), no ponto de deslocamento máximo devido às defensas (centro das laterais), e no ponto de deslocamento máximo ocorrido nos cantos da laje. Os valores obtidos foram tabelados e dispostos em gráficos para uma melhor visualização e análise, sendo apresentados abaixo:

Gráfico 31 – Deslocamentos Máximos meio da laje do tabuleiro (10 metros)



Fonte: Aatoria Própria (2022)

Gráfico 32 – Deslocamentos Máximos meio da laje do tabuleiro (20 metros)

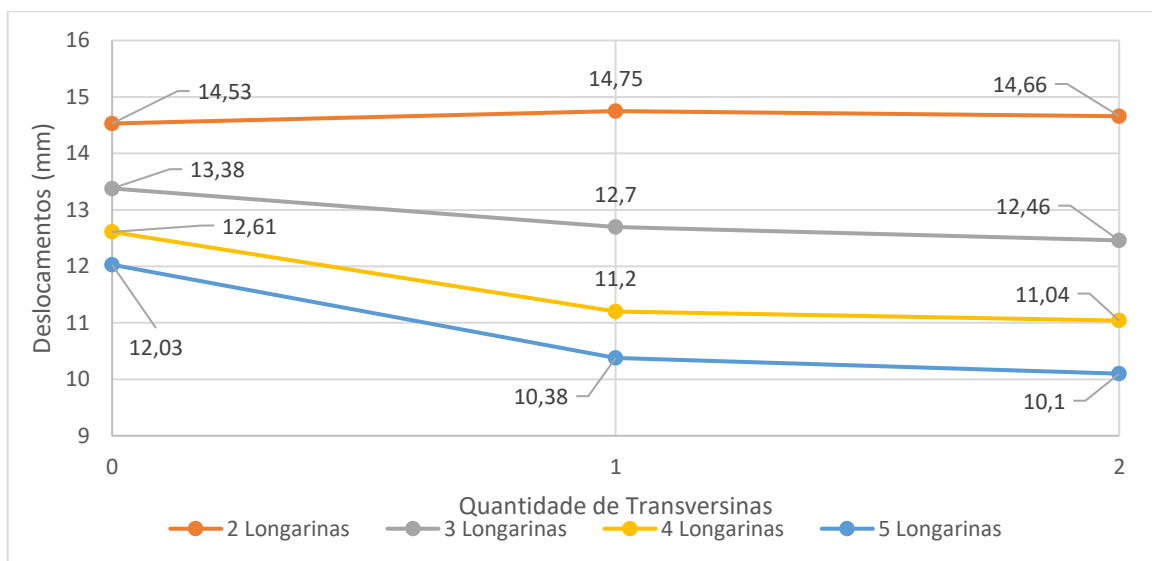


Fonte: Aatoria Própria (2022)

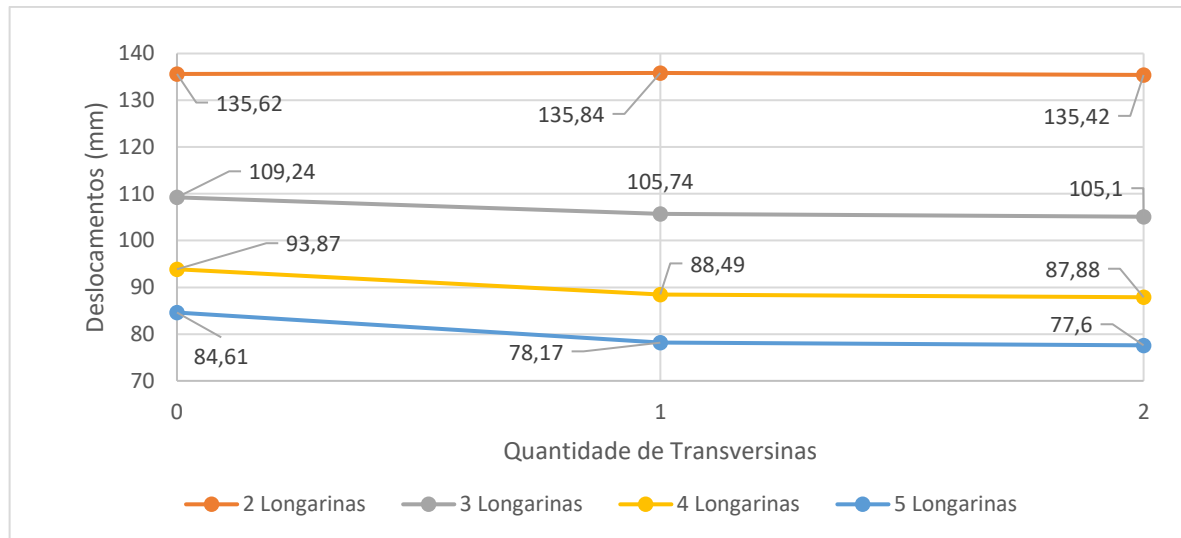
Nos gráficos acima pode-se observar o comportamento dos deslocamentos verticais no centro da laje do tabuleiro. A característica mais aparente é a diferença de valores dos modelos com duas longarinas para as demais, isso em ambos os vãos. Tal efeito ocorre devido ao fato de que, com apenas duas vigas longitudinais, tem-se o maior vão dentre todos os modelos, o que conseqüentemente aumenta os deslocamentos.

Pode-se observar que o maior ganho em termos de menores deslocamentos é no momento em que se modifica o modelo de duas para três longarinas. Nessa situação, a diminuição é de 15 mm para o modelo de dez metros e de quase 50 mm para o modelo de vinte metros. Também nota-se que a adição de mais vigas tem menores efeitos sobre os deslocamentos, e o mesmo vale para as transversinas: seu uso afeta de forma mínima os deslocamentos, com uma diminuição máxima de cerca de apenas 3 mm para o modelo de dez metros e de um aumento de cerca de 4 mm para o modelo com vão maior.

Gráfico 33 – Deslocamentos Máximos Longarina Externa (10 metros)

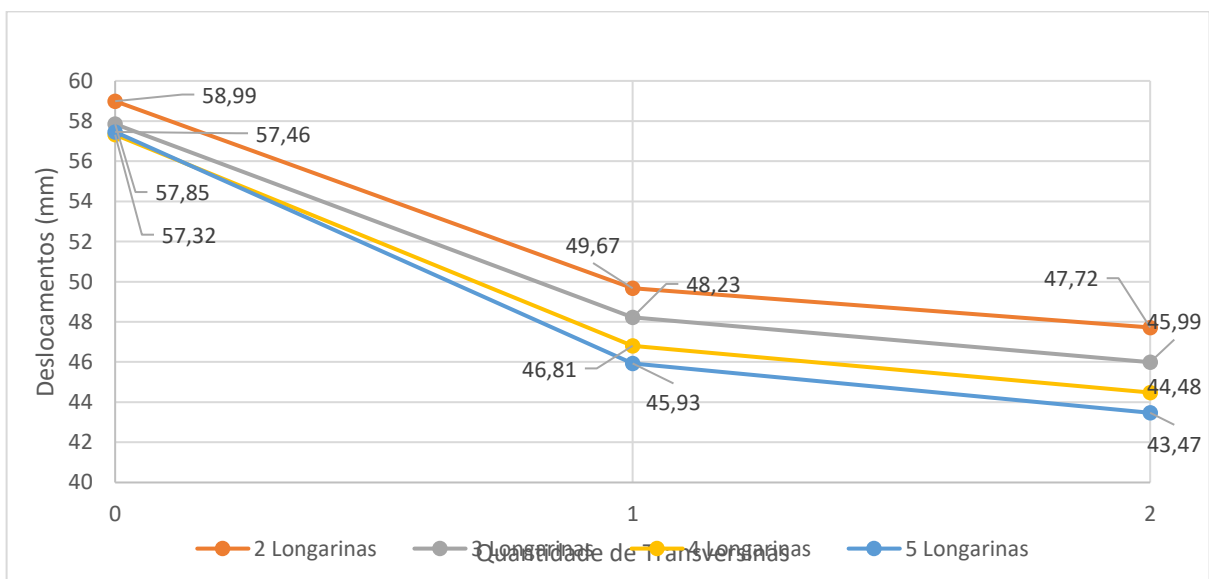


Fonte: Aatoria Própria (2022)

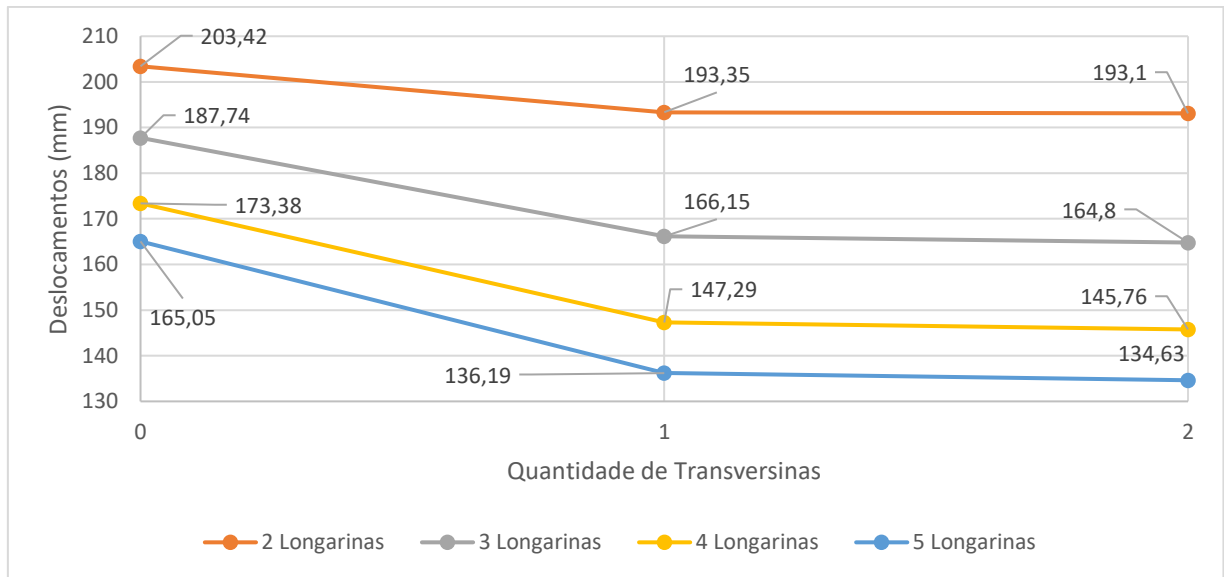
Gráfico 34 – Deslocamentos Máximos Longarina Externa (20 metros)

Fonte: Aatoria Própria (2022)

Para os deslocamentos ocorridos na laje acima da longarina externa tem-se um comportamento próximo entre os dois vãos, mas com variações mais acentuadas para a ponte com vão de dez metros. Em ambos os casos, para duas longarinas, tem-se um aumento dos deslocamentos com a adição de uma transversina e a diminuição com duas, enquanto que, para modelos com mais longarinas, acontece uma queda constante dos valores de deslocamentos com a adição de vigas transversinas.

Gráfico 35 – Deslocamentos Máximos Defensas (10 metros)

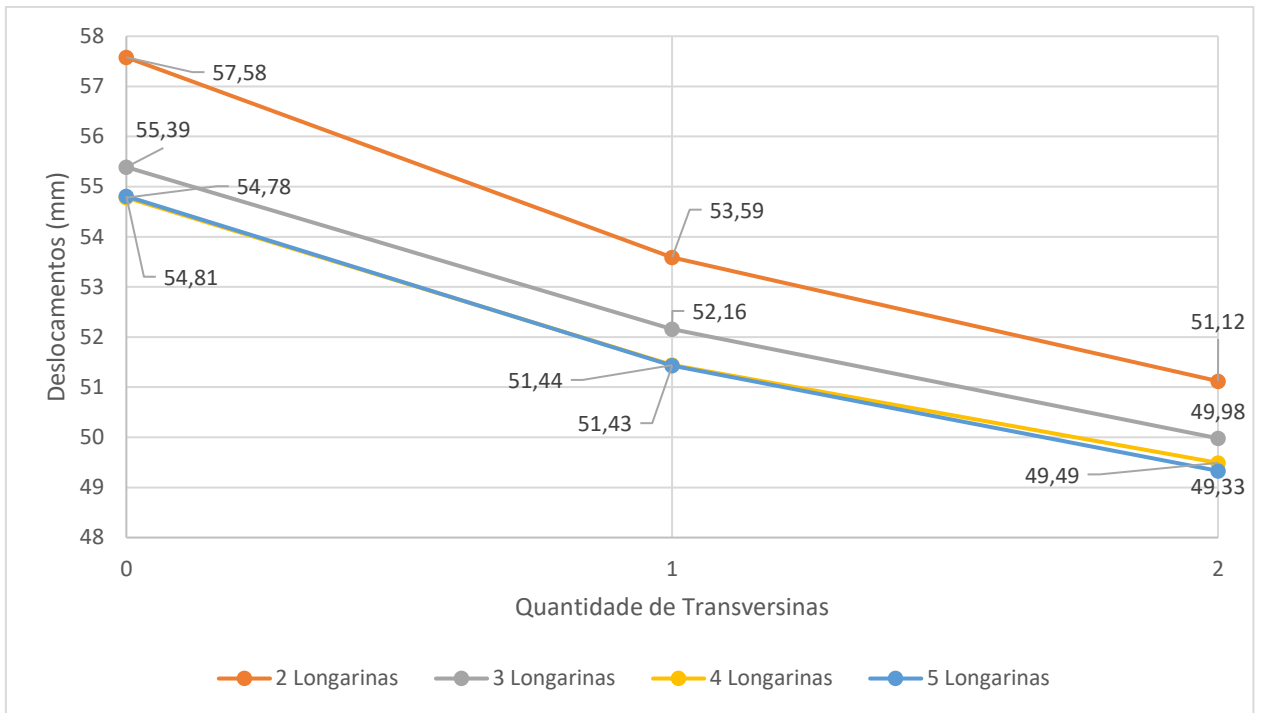
Fonte: Aatoria Própria (2022)

Gráfico 36 – Deslocamentos Máximos Defensas (20 metros)

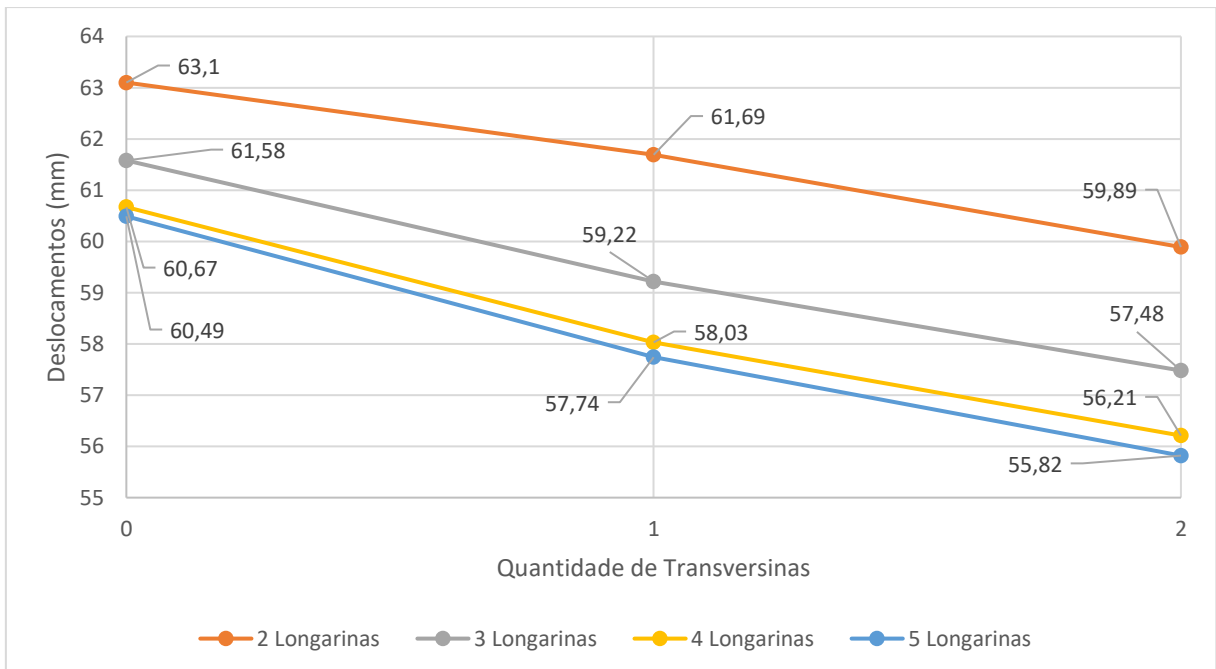
Fonte: Autoria Própria (2022)

As defensas são as estruturas que geraram os maiores deslocamentos no tabuleiro devido ao seu peso, e também por estarem posicionadas relativamente longe das longarinas laterais externas. Mesmo as transversinas não atuando próximo das bordas, sua adição ainda faz com que se diminuam os deslocamentos ocorridos, devido ao fato provável de que a transversina confere uma melhor rigidez e travamento à estrutura, distribuindo melhor os esforços e, dessa forma, diminuindo as deformações no tabuleiro. Porém, o uso de vigas transversinas só parece ser vantajoso quando se adiciona uma única viga, pois ao se adicionar uma segunda, a diminuição de deslocamentos é muito menor, quase não relevante se a compararmos com a primeira situação. Em alguns casos, ao se adicionar uma transversina tem-se reduções de quase 30 milímetros nos valores dos deslocamentos, enquanto que, para segunda situação, tem-se apenas reduções de cerca de 2 a 3 milímetros.

Para o vão de vinte metros mostrou-se vantajoso aumentar a quantidade de vigas longarinas, pois sua adição diminuiu consideravelmente os deslocamentos. Contudo, os resultados são menos expressivos se comparados à adição de transversinas. Como observado, o vão de dez metros não sofre grandes modificações nos seus deslocamentos com a adição de longarinas.

Gráfico 37 – Deslocamentos Máximos nos Cantos do Tabuleiro (10 metros)

Fonte: Autoria Própria (2022)

Gráfico 38 – Deslocamentos Máximos nos Cantos do Tabuleiro (20 metros)

Fonte: Autoria Própria (2022)

Para os cantos do tabuleiro ocorre quase que a mesma situação citada para as defensas, em que, mesmo as transversinas sendo colocadas afastadas do canto,

o próprio travamento e distribuição de esforços na estrutura já ocasiona uma diminuição dos deslocamentos. Mas, diferentemente do caso anterior, essa diminuição é quase gradual, ficando mais acentuada conforme se aumenta a quantidade de transversinas, porém ainda sendo estes valores baixos, com no máximo 6 milímetros.

4.5 Quantidade de concreto empregada

Em função de melhor visualizar a quantidade de concreto utilizada para cada elemento estrutural, bem como compreender se seu uso é compensador em função dos benefícios observados nos resultados anteriores, quantificou-se os valores em metros cúbicos que cada viga necessitaria em cada caso estudado, e ainda a diferença das quantidades totais observadas. Deve-se levar em conta que, em todos os valores obtidos, ainda há mais o concreto das vigas transversinas de apoio e do tabuleiro - mas como estes volumes estão presente em todos os casos, não modificam os valores por serem tratados como constantes. Da mesma forma, para as vigas transversinas, o cálculo considerou sua seção de concreto como contínua, mas, na prática, o volume de concreto é ligeiramente menor devido à presença da seção da longarina. Em questão de custos, como se aumenta o trabalho empregado para concretá-las nesse caso, acabam-se igualando os valores em função dos gastos dispendidos na sua viabilidade de construção. A Tabela 8 abaixo apresenta a quantidade em metros cúbicos para os perfis e vãos estudados, enquanto que a Tabela 9 apresenta a quantidade de concreto para cada situação.

Tabela 8 – Quantidade de concreto para cada seção e vão estudado

Longarinas (Quantidade de concreto)		
Seção Transversal	0,238	m ²
Para 1 viga de 10 metros	2,381	m ³
Para 1 viga de 20 metros	4,762	m ³
Tranversinas (Quantidade de concreto)		
Seção Transversal	0,200	m ²
Para 1 viga de 6 metros	1,200	m ³

Fonte: Autoria Própria (2022)

Tabela 9 – Quantidade de concreto para cada seção e vão estudado

Quantidade de Concreto ponte 10 metros								
Número de Transversinas	Número de Longarinas							
	2		3		4		5	
0	4,762	m ³	7,143	m ³	9,524	m ³	11,905	m ³
1	5,962	m ³	8,343	m ³	10,724	m ³	13,105	m ³
2	7,162	m ³	9,543	m ³	11,924	m ³	14,305	m ³
Quantidade de Concreto ponte 20 metros								
Número de Transversinas	Número de Longarinas							
	2		3		4		5	
0	9,524	m ³	14,286	m ³	19,048	m ³	23,810	m ³
1	10,724	m ³	15,486	m ³	20,248	m ³	25,010	m ³
2	11,924	m ³	16,686	m ³	21,448	m ³	26,210	m ³

Fonte: Autoria Própria (2022)

Dessa forma, pela Tabela 8, é observado que cada longarina de dez metros acrescentada aumenta 2,381m³, enquanto que, para o vão de vinte metros, cada longarina aumenta 4,762m³. No caso das transversinas, cada uma delas acarretará na adição de 1,200m³ de concreto. Concomitantemente, a Tabela 9 demonstra, como esperado, o crescimento dos valores totais de metros cúbicos de concreto para os elementos estudados, que aumenta conforme se acrescentam as vigas longitudinais e transversais

4.6 Síntese e discussão dos resultados obtidos

4.6.1 Com relação aos momentos fletores

Os momentos máximos para as vigas longarinas externas demonstraram comportamentos semelhantes para vãos de dez e vinte metros, em que, para apenas duas longarinas, a adição de transversinas intermediárias apenas atuava aumentando os momentos existentes, não contribuindo para a estrutura num aspecto geral. Tal característica pode ser causada pelo aumento de peso na estrutura com adição dessas vigas transversais, assim como expresso por Fulgêncio et al. (2014), em que o peso próprio das vigas transversinas acarretou em um aumento da carga e, conseqüentemente, dos momentos.

Porém, para as configurações de pontes com três a cinco longarinas, é possível observar uma diminuição de momentos ao se adicionar apenas uma transversina. Tal redução se mantém para o caso de duas transversinas no vão de dez metros, porém, sendo bem menos acentuada, com uma tendência de se

estabilizar ou até mesmo aumentar os momentos obtidos, como acontece no caso do vão de vinte metros.

Contudo, a diminuição de momentos se mostra mais expressiva ao se considerar a introdução de mais vigas longarinas, principalmente de duas para três vigas longitudinais, em que se tem uma diminuição de momentos de quase 10% para o vão de dez metros e quase 20% para vinte metros. Com a adição de mais longarinas, esse decréscimo de momento fletor vai sendo cada vez menor, com uma tendência à constância a partir da adição de certo número de vigas.

Quanto aos momentos fletores mínimos nas vigas longarinas externas, a tendência de aumento de momentos, ao se inserir transversinas para duas longarinas, e decréscimo de momentos, para modelos de três a cinco longarinas, é seguida, mas tal diminuição acaba não sendo tão relevante a ponto de demonstrar grandes benefícios ao se inserirem as vigas transversais. Da mesma forma, o aumento das vigas longarinas acaba apresentando a melhor diminuição de momentos se comparado ao uso de transversinas, com um decréscimo de até 15% de duas para três vigas. Entretanto, tal aumento de longarinas acaba acarretando até mesmo um acréscimo dos momentos negativos, como ao modificar de quatro para cinco longarinas.

Com os resultados obtidos foi possível verificar que, para as vigas externas, na maioria dos casos para os vãos estudados, o uso das transversinas acaba não sendo tão vantajoso, acarretando poucas modificações, ainda mais quando se leva em consideração o aumento da quantidade de concreto de $1,2\text{m}^3$ que cada uma dessas vigas representa, e a dificuldade relacionada à sua execução. Em contrapartida, as melhores modificações que acarretaram em momentos menores, foram aquelas de adições de vigas longarinas, principalmente o modelo com três vigas. Porém, como já explicitado, o aumento excessivo de tais vigas pode trazer resultados não tão satisfatórios, como menor redução do momento ou até mesmo seu aumento.

Para as longarinas intermediárias, mais uma vez, a adição de transversinas demonstrou não ser a melhor escolha, acarretando em aumentos de momentos máximos expressivos em ambos os vãos estudados, e modificações mínimas dos momentos negativos. O mesmo acontece com a longarina interna, em que na análise de momentos máximos e mínimos, a transversina só aumentava tais esforços, não contribuindo para a estrutura. Contudo, nas vigas intermediárias, também são

observados os benefícios do aumento de longarinas de três para quatro, diminuindo momentos máximos em até quase 25%, e mínimos em mais de 30% (para o modelo de dez metros). Todavia, também é possível se verificar que mais vigas longitudinais revelam decréscimos de momentos cada vez menores.

Em suma, com relação aos momentos fletores, é demonstrado pouca vantagem na adição de vigas transversinas, uma vez que seu uso, na grande maioria dos casos, apresenta quase que nenhuma modificação benéfica o suficiente que justifique sua utilização. Essa característica também foi observada por Matos (2016), onde o autor indicou que as transversinas apresentaram pouca influência para os momentos fletores, e por Fulgêncio et al. (2014), em que o uso de transversinas acarretou em maiores momentos fletores. Deve-se também levar em consideração que a sua utilização aumentará em custos tanto do material empregado, como pela dificuldade de execução de sua concretagem in loco.

Concomitantemente, é demonstrado que o aumento do número de longarinas se mostra benéfico ao dimensionamento da estrutura, representando uma grande diminuição de momentos, mesmo com um maior custo de material. Assim como demonstrado nos estudos de Borghetti (2015), a diminuição de longarinas levou os momentos fletores a aumentarem consideravelmente, porém o acréscimo de vigas longarinas deve ser realizado até certo ponto, com melhores resultados para as modificações de duas para três vigas, apresentando valores menos otimizados ao se utilizar grande número de longarinas, não compensando com relação ao maior custo com material.

4.6.2 Com relação aos cortantes

Para os cortantes na longarina externa, o uso de transversinas, na maioria dos casos, ocasionou em modificações benéficas, porém, pequenas com relação à totalidade da estrutura. Essa adição representou reduções de valores máximos de cortantes em até 15% com a introdução de mais uma viga transversal, sendo um pouco mais acentuado, especificamente, no modelo de duas longarinas e com o vão de dez metros.

Com relação ao aumento do número de longarinas, tem-se resultados bem mais expressivos, principalmente de duas para três vigas, com diminuições de mais de 200 kN, sendo esse valor até 20% dos valores obtidos. Contudo, ao se adicionarem

mais longarinas além de três, as reduções de cortantes são bem menores, não justificando seu uso, sendo até mais benéfica a introdução de transversinas para uma diminuição mais relevante.

Para as longarinas intermediária e interna, as transversinas se mostraram sem necessidade de uso, uma vez que, em todos os casos e vãos, seu uso só acarretou em aumentos de cortantes com relação ao modelo inicial, não trazendo benefícios à estrutura. E, como já esperado, a melhor solução para diminuir os valores dos cortantes é aquela que considera o aumento de vigas longarinas, pois ocasionou uma diminuição média de 30% nos seus valores na variação do modelo de três para quatro longarinas.

Resumidamente, para cortantes, o uso de transversinas traz apenas diminuições de valores para as vigas externas, porém aumento para as internas, não se mostrando um grande benefício para os modelos estudados. Assim como notado por Matos (2016) e Fulgêncio et al. (2014), observou-se um aumento pouco significativo dos cortantes, não demonstrando benefícios para a estrutura global. E assim, para se conseguir uma estrutura mais otimizada com menores valores de forças cortantes, mostra-se mais relevante o uso de mais longarinas (como os modelos com três longarinas para os vãos de dez metros e modelos de três a quatro longarinas para vãos de vinte metros) - resultado este também obtido nos estudos de Borghetti (2015), em que um maior número de longarinas apresentou a melhor redução de cortantes.

4.6.3 Com relação aos momentos torsores

Com relação aos momentos torsores obtidos nas vigas externas, é possível observar que os valores tendem a diminuir gradativamente conforme são adicionadas transversinas, notando-se reduções da ordem de 10% até quase 20% nos seus valores. Tal característica pode se dar em função de um melhor travamento da estrutura, conferido pelo uso de vigas transversinas.

Para o aumento de longarinas, os torsores apresentam valores bem diferentes nos modelos estudados, ainda que sem diminuições expressivas, e até mesmo momentos torsores maiores com maior número de vigas, sendo mais interessante, nesse caso, um possível uso de transversinas para se obter menores valores.

Para a viga intermediária, os valores apresentados são bem menos expressivos, porém, os torsores tendem a diminuir com a adição de uma transversina (se houver mais longarinas), e a aumentar (se houver um menor número de vigas longarinas). Ainda para o vão de dez metros, os modelos que apresentaram redução nos valores de torsores diminuíram com uma transversina e tenderam a aumentar com duas - uma das possíveis causas é a configuração das vigas no tabuleiro, pois com uma transversina ela se encontra no meio, onde há os maiores esforços, enquanto que com duas transversinas, essas se localizam a cada um terço da ponte, redistribuindo os esforços e momentos. Diferentemente dos casos apresentados anteriormente, quanto menor o número de longarinas, menor será o valor dos torsores obtidos. Para a viga interna, os valores de momento torsor são bem baixos, porém observa-se um comportamento onde os valores de torsores tende a aumentar com a adição de transversinas.

Dessa forma, conclui-se que, para momentos torsores, a introdução de transversinas apresenta melhores resultados, diminuindo os valores obtidos. Como expressado, essa situação causa uma melhor redistribuição de esforços e gera travamento na estrutura. Ao mesmo tempo, modelos com menor número de longarinas acarretam em menores valores de momentos torsores, parâmetro que, mais uma vez, foi observado por Borghetti (2015): ao diminuir vigas longarinas, observou-se uma redução dos momentos torsores – assim, para tais esforços, estruturas com menor número de vigas longarinas e com um possível uso de transversinas trazem os resultados mais otimizados.

4.6.4 Com relação aos deslocamentos

Para os deslocamentos no meio da laje do tabuleiro, foram observadas bem poucas mudanças em relação ao uso de transversinas, ficando em sua maioria estáveis ou modificando de 2 mm a 4 mm - com duas longarinas esse deslocamento diminuía, e de três a cinco, aumentava. Porém, a modificação que apresentou melhores resultados foi o aumento de vigas longarinas de duas para três, em que diminui-se cerca de 15 mm nos deslocamentos para o vão de dez metros (representando uma redução de mais de 65%), e uma diminuição de quase 50 mm para o vão de vinte metros (representando cerca de quase 40% a menos). Tal fato deve-se à inserção de uma terceira longarina no meio do vão, onde justamente está

sendo medido o deslocamento em questão, resultando assim em reduções de deslocamentos bem menos expressivos para a colocação de mais longarinas, em outras posições.

Com relação aos deslocamentos verificados acima da longarina externa, para dez metros quase não se observou modificações significativas com as alterações realizadas: houve diminuições, para os modelos de três a cinco longarinas, de 1 mm a 2 mm no máximo, ao se aumentar o número de transversinas, e de menos de 1 mm ao se aumentar o número de longarinas. Para vinte metros, o comportamento foi semelhante com relação a adição de transversinas, porém, mais expressivo em questão de valores devido ao tamanho do vão: houve diminuições de cerca de 5 mm para a adição de uma viga transversal, e praticamente se estabilizando para duas.

Porém, o aumento de vigas longarinas traz resultados mais interessantes, como a diferença de até 15 mm a menos no deslocamento do modelo de duas para três vigas, representando mais de 10% de redução. Esse decréscimo, esperado devido à análise dos casos anteriores, é cada vez mais inferior conforme se aumenta a quantidade de vigas.

Acima das defensas observaram-se resultados interessantes com relação ao se introduzir as transversinas, pois a estrutura das defensas é a que gera os maiores deslocamentos na estrutura, devido ao seu peso e por estarem localizadas na parte mais afastadas das vigas externas. Mesmo que as transversinas não atuem próxima das bordas, diretamente abaixo de onde se encontram as defensas, sua adição ainda resulta em uma grande diminuição dos deslocamentos ocorridos, devido primariamente à transversina auxiliar de uma forma que confere um melhor travamento à estrutura, não só das vigas, como também, aparentemente, do tabuleiro. Dessa forma, distribuem-se os esforços e deformações, resultando em uma diminuição dos deslocamentos.

Como dito anteriormente, para o modelo com vão de dez metros, o uso de uma transversina representou uma diminuição de deslocamentos em todos os casos de 10% a 20%, porém sendo menos relevante para uma segunda transversina, com uma diminuição de cerca de apenas 5%. O mesmo ocorre para o vão de vinte metros, com diminuição de deslocamentos de quase 30 mm, representando cerca de 20% a menos ao se adicionar uma transversina, porém, ficando praticamente estável para a adição de uma segunda viga. Já com relação ao aumento do número de longarinas, para dez metros quase não foram observadas mudanças significativas; contudo, para

o vão de vinte metros, observou-se diminuições de cerca de 10% com relação ao modelo anterior com menos vigas.

Por fim, os deslocamentos estudados nos cantos do tabuleiro da ponte apresentaram quase que a mesma situação verificada para as defensas, uma vez que se encontram no canto, estando afastados das vigas. Porém, mesmo com essa característica, o próprio travamento da estrutura e distribuição dos esforços causado pela adição de vigas (principalmente de transversinas) acarretou em diminuições das deformações gerais do tabuleiro e, conseqüentemente, dos deslocamentos. Em ambos os vãos e modelos, a colocação de transversinas causa uma diminuição gradual de deslocamentos, contudo trata-se de resultados não tão expressivos (com cerca de 5% a 7% a menos nos valores obtidos). Nos casos estudados, a colocação de longarinas também diminui os deslocamentos, porém sendo bem inferior que na opção de se utilizar transversinas.

Conclui-se que, para o estudo dos deslocamentos, foi observado que o aumento das vigas longarinas só seria vantajoso de duas para três vigas, o qual diminui as deformações no meio do vão. Contudo, o fator que demonstrou reduzir mais os valores dos deslocamentos nos outros pontos estudados foi a adição de transversinas, devido ao travamento que causam à estrutura e à melhor distribuição de deformações no tabuleiro, bem como sua rigidez. Tal constatação é expressa por Fulgêncio et al. (2014), que verificou que o emprego de transversinas diminui as deformações na estrutura devido ao aumento da rigidez e melhor distribuição de esforços. Porém, com relação aos valores obtidos, mesmo que acarretem em valores melhores com a adição de duas vigas transversinas na análise dos deslocamentos nos cantos, não aparenta esta ser uma opção vantajosa em função da dificuldade da execução. Dessa forma, apenas uma viga transversina já traria resultados bem satisfatórios para os locais próximos as bordas, e juntamente com um modelo de três transversinas, apresentaria os resultados mais otimizados para o caso em questão.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

Este trabalho teve por objetivo analisar vinte e quatro modelos de pontes, sendo metade desses modelos para os vãos de dez metros e metade para vinte metros. Em cada um desses modelos, variou-se a quantidade de longarinas e transversinas. A metodologia utilizada para obtenção dos resultados foi o Método dos Elementos Finitos, que permite obter os valores dos momentos fletores, forças cortantes, momentos torsores e deslocamentos para cada componente da estrutura. Essa metodologia foi escolhida por se mostrar eficaz e eficiente, uma vez que já foi utilizado por muitos outros autores como Sequinel e Silva (2017), Jovem (2017), Fulgêncio et al. (2014).

Através dos estudos contidos no trabalho em questão, permitiu-se a avaliação das características advindas da variação da quantidade de vigas utilizadas em um projeto de pontes, sendo elas longarinas e transversinas. Os modelos utilizados apresentam comportamento estrutural distinto e particularidades que devem ser compreendidas previamente antes da realização de projetos, devido ao alto custo que os mesmos possuem. Dessa forma, um dimensionamento mais otimizado contribuirá, ao mesmo tempo, para fins práticos e econômicos.

Por meio dos resultados obtidos, foi possível observar quais as vantagens e desvantagens das vigas longarinas e transversinas para cada caso. Com relação aos momentos fletores, observou-se que a colocação de transversinas internas não demonstrava características que agregavam à estrutura, com modificações de momentos ínfimas, ou até mesmo gerando pequenos aumentos de valores. Por outro lado, quando se refere a aumento do número de longarinas, tem-se uma redução significativa de momentos fletores, principalmente ocorrida quando se aumentou a quantidade de duas para três longarinas, e com reduções cada vez menos significativas com mais adições de vigas. Portanto, em função de momentos mais otimizados, a melhor escolha para os vãos e características em questão seria um modelo de ponte com três longarinas e sem transversinas.

Para os esforços cortantes, foram observadas situações semelhantes às obtidas para os momentos fletores, em que a colocação de transversinas apenas atuava, em sua maioria, aumentando os valores dos cortantes nas vigas ou não apresentando grandes diferenças. Assim, não se mostrou vantajoso o seu uso para a

situação em questão, do ponto de vista econômico e construtivo. E da mesma maneira que em momentos fletores, o aumento de vigas longarinas apresentou os melhores resultados para diminuição dos esforços cortantes, principalmente, mais uma vez, no aumento de duas para três longarinas (nos vãos de dez metros), e de duas até quatro longarinas (para o vão de vinte metros). Porém, se levamos em conta os resultantes obtidos em todos os modelos e em cada viga, ainda se mostrou mais otimizado e vantajoso utilizar uma seção transversal com três longarinas e sem o uso de transversinas quando se refere a melhores valores dos esforços cortantes.

Os momentos torsores obtidos apresentaram características distintas dos esforços citados anteriormente, em que a colocação de transversinas na estrutura se mostrou como a melhor alternativa para a diminuição nos valores desses torsores. Uma vez que tais vigas transversinas atuam permitindo uma melhor redistribuição de esforços na estrutura e conferem uma maior rigidez global, elas acarretam em uma diminuição de tais momentos. Os melhores resultados foram observados para o modelo com apenas uma transversina, visto que esta será colocada no meio do vão, favorecendo o travamento nesse local que apresenta os maiores valores de torção; o modelo com duas transversinas dividirá a estrutura em terços, auxiliando de uma forma menos eficiente. Concomitantemente, observou-se que o aumento da quantidade de vigas longarinas resulta em um aumento dos momentos torsores, a qual acaba sendo uma característica não favorável à estrutura no que diz respeito a esses esforços. Assim, a opção por modelos com o menor número de longarinas acaba se mostrando a opção mais vantajosa. Em função de diminuir os momentos torsores que necessitam de grande quantidade de aço em seu dimensionamento, a seção mais otimizada para a situação em questão seria aquela com o menor número de vigas longarinas ou seja, duas a três, e com a utilização de uma transversina interna para melhor redistribuição de esforços e ganho de rigidez.

Por fim, os deslocamentos verticais também demonstraram características favoráveis ao uso das transversinas, em que, é observado uma grande diminuição dos deslocamentos da borda da laje (onde se localizam as defensas), ocasionado, mais uma vez, devido à rigidez que as vigas transversinas podem causar à estrutura, redistribuindo esforços e deformações, que resultam em deslocamentos menores por todo o tabuleiro. Tal diminuição apresenta-se melhor com a introdução de uma transversina, sendo menos acentuada para a colocação de uma segunda. Outra característica interessante é que o aumento de longarinas de duas para três diminui

consideravelmente os deslocamentos no meio do vão, devido principalmente a essa terceira viga se localizar posicionada no centro da ponte. Dessa forma, seria uma modificação muito favorável à estrutura, porém, um aumento ainda maior na quantidade de longarinas não apresentaria resultado relevante que justificaria um modelo que utilizasse mais que três vigas longitudinais. Portanto, para uma configuração de ponte favorável à diminuição de deslocamentos verticais, tem-se aquela com até três vigas longarinas, que diminuiria os deslocamentos no centro do tabuleiro, e com uma a duas transversinas, favorecendo o aumento da rigidez e redistribuição dos esforços, para uma diminuição de deslocamentos por todo o tabuleiro.

Dessa forma, concluiu-se que uma ponte com as características utilizadas no estudo em questão, para a seção transversal caracterizada e para vãos de dez e vinte metros, teria no modelo composto por três vigas longarinas e uma transversina a sua solução ótima em termos de análise dos esforços. Com vistas a obter os resultados mais otimizados para todos os esforços e parâmetros estudados, isto é, menores valores de momentos fletores, esforços cortantes, momentos torsões e deslocamentos, nesse modelo as longarinas contribuiriam com a diminuição dos momentos fletores e dos esforços cortantes, sem aumentar de forma significativa os torsões, enquanto que a transversina atuaria enrijecendo e redistribuindo os esforços e deformações na estrutura, diminuindo os valores de momentos torsões, bem como apresentando redução nos deslocamentos.

5.2 Recomendações

Considerando a importância do aprofundamento do estudo das características de uma estrutura com relação à modificação dos elementos estruturais de pontes e seu comportamento devido as ações atuantes e parâmetros diversos, recomendam-se trabalhos futuros, no sentido de se obter uma visão mais ampla e maior conhecimento acerca do tema, auxiliando na realização de dimensionamentos mais otimizados:

- Realizar a análise para maiores vãos e maior número de vigas longarinas e transversinas, para verificar se os resultados continuam seguindo a tendência observada;

- Realizar o dimensionamento das estruturas em questão, verificando o uso de aço e concreto, e indicando se tais características se comportam da mesma maneira com relação ao fator econômico;
- Incluir esforços horizontais como vento e frenagem, e verificar os resultados para superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura das pontes;
- Realizar o estudo seções transversais diferentes de vigas longarinas e transversinas;
- Realizar estudos considerando a rigidez de borda pela presença das defensas e seus efeitos.

REFERÊNCIAS

ALBRING, Amanda et al. **Dimensionamento de longarinas de uma ponte de concreto armado: estudo de caso**. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 6118. **Projeto de Estruturas de Concreto** - Procedimento. Rio de Janeiro, Brasil. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 7188. **Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas**. Rio de Janeiro, Brasil. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 7187. **Projeto de Pontes, viadutos e passarelas de concreto**. Rio de Janeiro, Brasil. 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 8681. **Ações e Segurança nas estruturas** - Procedimento. Rio de Janeiro, Brasil. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 6123. **Forças devido ao vento e edificações**. Rio de Janeiro, Brasil. 1988.

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

Azevedo, A. F. M. **Método dos Elementos Finitos**. 1ª ed. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal, 2003.

BORGHETTI, Everton; DUTRA, Rosanna Duarte Fernandes. **ANÁLISE DE DIFERENTES PROPOSTAS DE LONGARINAS EM PONTES DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DA FERRAMENTA SAP 2000**. Programa de Iniciação Científica-PIC/UniCEUB-Relatórios de Pesquisa, v. 1, n. 1, 2015.

BRITO, SAULO EMANOEL DE LIMA; PALECHOR, ERWIN ULISES LOPEZ. **ANÁLISE DO EFEITO DA EXCENTRICIDADE NA OBTENÇÃO DE ESFORÇOS EM LONGARINAS DE PONTES UTILIZANDO O SAP2000**. Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia , [s. l.], 2018

CAVALCANTE, Gustavo Henrique Ferreira; BARBOZA, Aline da Silva Ramos. **Análise da influência de transversinas no comportamento estrutural de pontes em vigas pré-moldadas e moldadas “in loco”**. In: IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, Brasil. 2016.

CSiBridge®. **CSi Analysis Reference Manual**. Computers & Structures, Inc. USA. 2016.

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

FISH, J.; BELYTSCHKO, T. **Um Primeiro Curso em Elementos Finitos**. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

FULGÊNCIO, João Paulo Teixeira Oliveira Rodrigues; DE PAULA, Fernando Amorim; AZEVEDO, Crysthian Purcino Bernardes. **Análise do Uso de Vigas Transversinas em Pontes de Concreto Armado**. Engenharia Estudo e Pesquisa-ABPE, Rio de Janeiro, v. 14, 2014.

JOVEM, Tércio Pereira. **Estudo analítico e numérico de repartição de carga em tabuleiros de pontes retas com longarinas múltiplas de concreto armado**. 2017. Dissertação de Mestrado. Brasil.

LEONHARDT, F. Construções de concreto: **Princípios básicos da construção de pontes de concreto**. v. 6. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

MASCARENHAS, Fernando Júnior Resende; CHRISTOFORO, André Luis; CARVALHO, Roberto Chust. **A utilização de um software livre para determinação dos esforços internos de cargas móveis em vigas de pontes de concreto**. HOLOS, v. 3, p. 1-18, 2020.

MASON, J. **Pontes em Concreto Armado e Protendido**. editora Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

MATOS, Lucas Gonçalves; DUTRA, Rosanna Duarte Fernanades. **ANALISE DO USO DE VIGAS TRANSVERSINAS EM PONTES RODOVIÁRIAS DE CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DA FERRAMENTA SAP 2000**. Programa de Iniciação Científica-PIC/UniCEUB-Relatórios de Pesquisa, v. 1, n. 1, 2016.

MT. Plano Nacional de Logística e Transportes. **Projeto de Reavaliação de Estimativas e Metas do PNLT**. Relatório Final. Brasília: Ministério dos Transportes, Ministério da Defesa, 2012. Disponível em:
<<http://www.transportes.gov.br/conteudo/2818-pnlt-relatorio-executivo-2011.html>>

Nicolelis, M. (15 de Maio de 2012). 1 Vídeo (19 mín). **Think Infinite 2012 - Avanços da Tecnologia e suas implicações no futuro - Miguel Nicolelis**. Fonte: Publicado pelo canal Google Brasil: <https://www.youtube.com/watch?v=xZ1cqIavI9Q>

OLIVEIRA, Hugo Medeiros de; DE SOUZA, Lucas Teotônio; RIBEIRO, Paula de Oliveira. **Aspectos da Influência de Transversinas no Comportamento Dinâmico de Pontes**. Engenharia Estudo e Pesquisa. ABPE, [s. l.], v. 19, ed. 1, p. 58-67, 18 jun. 2019.

PFEIL, Walter. **Pontes - Curso Básico: Projeto, Construção e Manutenção**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**. São Paulo: Edgard Blücher, 2008.

PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

PINHO, Fernando Ottoboni; BELLEI, Ildony Hélio. **Pontes e viadutos em vigas mistas**. Instituto Brasileiro de Siderurgia, 2007.

Plano Nacional de Logística e Transporte. Ministério dos Transportes. (PNLT, Brasília, 2011).

PUEL, A. **Modelagem com Plastificação de Lajes Lisas - Análise Integrada Laje x Pilar**. Tese de Doutorado Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFSC. Florianópolis, p. 305. 2018.

SEQUINEL, Camila Pereira; SILVA, Verônica de Souza. **Determinação de esforços em lajes de pontes: método simplificado versus método dos elementos finitos**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

SILVEIRA, Denise Tolfo; CÓRDOVA, Fernanda Peixoto. A pesquisa científica. **Métodos de pesquisa. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2009. p. 31, 2009.**

Soriano, H. L. **Método de Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2003.

SOUZA, Carlos Francisco Pecapedra et al. **Análise da distribuição de momentos fletores em pontes bi-apoiadas**. 2015.

SOUZA, R. M. **O Método dos Elementos Finitos Aplicado ao Problema de Condução de Calor**. NICAIE. Belém. 2003

TURMINA, Gabriel. **Estudo dos esforços atuantes em uma ponte em concreto armado**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

VILELA, LUIS FELIPE AMARO. **PROJETO ESTRUTURAL DE PONTE EM CONCRETO ARMADO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**. 2018. Pré projeto estrutural

de ponte via MEF Luis Felipe Amaro (Bacharel em Engenharia Civil.) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, Campo Mourão, 2018.

VITÓRIO, José A. P. **Um estudo comparativo sobre métodos de alargamento de pontes rodoviárias de concreto armado.** 2013. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Portugal.

ZIENKIEWICZ, Olek C.; TAYLOR, Robert Leroy; ZHU, Jian Z. **The finite element method: its basis and fundamentals.** Elsevier, 2005.