

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE
SANTA CATARINA - CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

FERNANDA MACHADO SCOTTI

**ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DE
TRANSVERSINAS EM PONTES**

FLORIANÓPOLIS, JULHO DE 2019.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE
SANTA CATARINA - CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

FERNANDA MACHADO SCOTTI

**ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DE
TRANSVERSINAS EM PONTES**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia de Santa
Catarina como parte dos requisitos para
obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador:
Prof. Dr. André Puel.

FLORIANÓPOLIS, JULHO DE 2019.

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Scotti, Fernanda
Análise da Influência de Transversinas em Pontes /
Fernanda Scotti ; orientação de André Puel. - Florianópolis,
SC, 2019.
99 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal
de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado
em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico
de Construção Civil.
Inclui Referências.

1. Pontes. 2. Transversinas. 3. Modelagem. 4. Análise
Numérica. 5. Método dos Elementos Finitos. I. Puel,
André. II. Instituto Federal de Santa Catarina. Departamento
Acadêmico de Construção Civil. III. Título.

ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DE TRANSVERSINAS EM PONTES

FERNANDA MACHADO SCOTTI

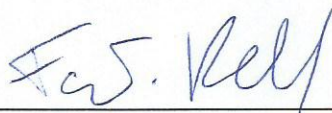
Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheira Civil e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso Superior de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 03 de julho, 2019.

Banca Examinadora:



Prof. André Puel, Doutor em Engenharia Civil.



Prof. Fernando Toppan Rabello, Doutor em Engenharia Civil.



José Niêdo Netto, Engenheiro Civil.

Dedico este trabalho aos meus pais, Adir e Lúcia, que mesmo longe sempre estiveram tão presentes, me incentivando e apoiando. À minha irmã Cristina e minha sobrinha Manuella por serem uma motivação e alegria em minha vida.

Aos meus avós maternos, João (in memoriam) e Vera, por todo amor e carinho.

À minha avó paterna, Nadir (in memoriam), pelo belo exemplo de vida.

À minha avó do coração, Leci, por sempre me motivar e dar força.

Ao meu orientador, André Puel, por toda contribuição e paciência durante o desenvolvimento do presente trabalho.

AGRADECIMENTOS

Gratidão primeiramente à Deus e à Espiritualidade por sempre me transmitirem energias positivas. Aos meus amados pais, que nunca mediram esforços para proporcionar uma melhor educação às suas filhas, tornando possível o alcance dessa conquista tão sonhada. Agradeço também meu orientador pela dedicação ao compartilhar seus conhecimentos comigo. À empresa Iguatemi Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda por ter disponibilizado o projeto e auxiliado no desenvolvimento deste estudo. E a todos os demais professores, membros da banca e colegas que me acompanharam nessa jornada, contribuindo com minha formação, muito obrigada.

“Você nunca sabe que resultados virão da sua ação. Mas se você não fizer nada, não existirão resultados.”

(Mahatma Gandhi)

RESUMO

O uso de transversinas em pontes vem cada vez mais sendo reduzido, tendo em vista economia e facilidade construtiva. Normalmente, esses elementos são concretados *in loco*, entre as longarinas pré-moldadas, necessitando a instalação de formas, o que ocasiona maior gasto de materiais e mão de obra. A funcionalidade dessas vigas secundárias ainda possui muitas divergências no meio profissional e acadêmico. Vários autores chegaram a conclusões distintas quanto ao desempenho da estrutura através da sua utilização, seja reduzir solicitações nas longarinas, diminuir esforços ou estar sujeita a uma menor deformação. Para alguns, a transversina funciona como enrijecedor transversal durante a vida útil da obra, para outros apenas possui finalidade de evitar possíveis torções nas longarinas na fase construtiva. O presente estudo tem como objetivo avaliar a influência das transversinas no comportamento estrutural da ponte, sendo verificada a deformação de forma qualitativa e os valores de esforços máximos na superestrutura mediante análise numérica, baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF). Inicialmente foi feita uma análise mais simples, com o auxílio do *software* FTOOL, fundamental para validar as análises pelo MEF. Posteriormente foram elaborados dois modelos: um no programa SAP2000, onde a laje fica posicionada no centro de gravidade da longarina e o outro no CSiBridge, admitindo a excentricidade entre os componentes da superestrutura. A análise dos resultados mostrou que o uso das transversinas interfere na redistribuição dos esforços da ponte. Quando inserida no apoio teve pouca influência, mas quando posicionada no meio do vão ocorreu um comportamento semelhante a uma “gangorra”, onde aumentaram os esforços solicitantes nas vigas periféricas e diminuíram na longarina central, em decorrência da compatibilização dos deslocamentos entre as longarinas. Os resultados do modelo inicial apresentaram momentos nas longarinas a favor da segurança se comparados ao MEF, devido à ausência da mesa colaborante da laje, o que pode ser uma boa alternativa em termos de projeto. Já os valores do SAP2000 ficaram a desejar, pois a laje está posicionada no centro geométrico das longarinas e não no topo, fato esse que não ocorre no CSiBridge, o qual permite uma modelagem integrando todos os elementos nas mesmas posições que estão na planta de formas, mostrando-se a melhor alternativa em termos de modelagem e sugerida neste trabalho.

Palavras-chave: Pontes. Transversinas. Modelagem. Análise Numérica. Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

The use of diaphragms in bridges is increasingly being reduced, in view of economy and constructive facility. Usually, these elements are concreted in loco, between the pre-molded girder, requiring the installation of forms, which causes higher spending of materials and labor. The functionality of these secondary beams still has many divergences in professional and academic environment. Several authors have reached distinct conclusions regarding the performance of the structure through its use, whether it is to reduce stresses on the girder, to reduce stresses or to be subject to less deformation. For some, it works as a transverse stiffener during the useful life of the work, for others it is only function to avoid possible twists in the girders in the constructive phase. The present study has as objective to evaluate the influence of the diaphragms in the structural behavior of the bridge, being verified the maximum efforts values and deformations in the superstructure by means of numerical analysis, based on the Finit Elements Method (MEF). Initially a simpler analysis was done, with the aid of the FTOOL software, fundamental to validate the analysis by MEF. Later two models were developed: one in the SAP2000 program, where the slab is positioned in the center of gravity of the girder and the other one in the CSiBridge, admitting the eccentricity between the components of the superstructure. The analysis of the results has shown that the use of diaphragms interferes on redistribution of the bridge's effort. When inserted in the support had little influence, but when positioned in the middle of the span has occurred a behavior similar to a "seesaw", where the requested forces increased in the peripheral beams and decreased in the central girder, due to the compatibilization of the displacements between the girders. The results of the initial model presented moments in the girders in favor of the safety if compared to the MEF, due to the absence of the slab's cooperating table, which can be a good alternative in terms of project. On the other hand, the values of the SAP2000 were desired, because the slab is positioned in the geometric center of the girders and not in the top, fact that doesn't occur in the CSiBridge, which allows a modeling integrating all the elements in the same positions that are in the plant of forms, showing the best alternative in terms of modeling and suggested in this work.

Key words: Bridges. Diaphragms. Modeling. Numerical Analysis. Finit Elements Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Subdivisão estrutural de pontes	23
Figura 2 - Classificação das pontes segundo o desenvolvimento em planta	25
Figura 3 - Classificação das pontes segundo o desenvolvimento altimétrico.....	25
Figura 4 - Esquemas dos sistemas estruturais da superestrutura.....	26
Figura 5 - Disposição das cargas estáticas.....	30
Figura 6 - Ábaco coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência	33
Figura 7 - Malha de elementos finitos	37
Figura 8 - Diferentes tipos de elementos finitos	37
Figura 9 - Eixos locais do elemento de barra	39
Figura 10 - Elementos de casca com quatro e três nós	40
Figura 11 - Estado de tensões placas finas.....	41
Figura 12 - Estado de tensões placas espessas	42
Figura 13 - Classificação das transversinas	43
Figura 14 - Modelo SAP-90	44
Figura 15 - Modelo de grelha SAP2000	45
Figura 16 - Ligação excêntrica entre nós da laje e nós da longarina	46
Figura 17 - Modelo tridimensional SAP2000	46
Figura 18 - Modelo 3D do viaduto estudado	49
Figura 19 - Corte longitudinal no eixo da OAE	49
Figura 20 - Planta das longarinas da OAE	50
Figura 21 - Seção transversal apoio encontro da OAE	50
Figura 22 - Seção transversal apoio intermediário da OAE	51
Figura 23 - Isopletas da velocidade básica do vento.....	54
Figura 24 - Altura da construção	55
Figura 25 - Área de influência do vento.....	56
Figura 26 - Áreas de influência por longarina.....	60
Figura 27 - Seção transversal - carga móvel longarina 1	60
Figura 28 - Seção transversal - carga móvel longarina 2	61
Figura 29 - Seção transversal - carga móvel longarina 3	61
Figura 30 - Carregamento permanente, carga móvel, envoltória de esforço cortante e momento fletor longarina 1.....	62

Figura 31 - Carregamento permanente, carga móvel, envoltória de esforço cortante e momento fletor longarina 2.....	62
Figura 32 - Carregamento permanente, carga móvel, envoltória de esforço cortante e momento fletor longarina 3.....	63
Figura 33 - Modelo SAP2000	64
Figura 34 - <i>Paths</i> SAP2000.....	64
Figura 35 - Modelo CSiBridge	66
Figura 36 - Deformada FTOOL	67
Figura 37 - Deformada SAP2000	67
Figura 38 - Deformada CSiBridge	68
Figura 39 - Momento fletor FTOOL (kN.m) - Sem transversina - 1,35PP+1,5TB	68
Figura 40 - Momento fletor SAP2000 (kN.m) - Sem transversina - 1,35PP+1,5TB...	69
Figura 41 - Momento fletor CSiBridge (kN.m) - Sem transversina - 1,35PP+1,5TB..	69
Figura 42 - Propriedades da transversina	72
Figura 43 - Transversina de apoio - CSiBridge	73
Figura 44 - Modelos com transversinas - TA e TA+1TI - CSiBridge.....	73
Figura 45 - Deformação no tabuleiro (cm) - Caso 0	74
Figura 46 - Deformação nas longarinas - Caso 0.....	75
Figura 47 - Deformação no tabuleiro (cm) - Caso 1	75
Figura 48 - Deformação nas longarinas - Casos 0 e 1	76
Figura 49 - Momento fletor CSiBridge (kN.m) - Caso 1 - 1,35PP+1,5TB	76
Figura 50 - Deformação na transversina de apoio (cm) - Caso 1.....	76
Figura 51 - Deformação no tabuleiro (cm) - Caso 2	77
Figura 52 - Deformação nas longarinas - Casos 1 e 2	77
Figura 53 - Deformação na transversina (cm) - Caso 2 - 10 m do apoio.....	78
Figura 54 - Momento fletor CSiBridge (kN.m) - Caso 2 - 1,35PP+1,5TB	78
Figura 55 - Modelos com transversinas - TA+2TI e TA+3TI - CSiBridge	82
Figura 56 - Deformação no tabuleiro (cm) - Caso 3	83
Figura 57 - Deformação no tabuleiro (cm) - Caso 4	83
Figura 58 - Momento fletor CSiBridge (kN.m) - Caso 3 - 1,35PP+1,5TB	84
Figura 59 - Momento fletor CSiBridge (kN.m) - Caso 4 - 1,35PP+1,5TB	84
Figura 60 - Deformação nas longarinas - Todos os casos	85
Figura 61 - Deformação nas transversinas (cm) - Caso 3 - 6,65 m e 13,35 m do apoio	85

Figura 62 - Deformação nas transversinas (cm) - Caso 4 - 5 m e 10 m do apoio	86
Figura 63 - Deformação na transversina (cm) - Caso 4 - 15 m do apoio.....	86

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo das ações.....	57
Tabela 2 - Coeficiente de ponderação das ações permanentes	58
Tabela 3 - Coeficiente de ponderação das ações variáveis	58
Tabela 4 - Cálculo do peso próprio por longarina.....	60
Tabela 5 - Resumo FTOOL	63
Tabela 6 - Análise dos resultados de momento fletor (kN.m) - Sem transversinas ...	70
Tabela 7 - Deformação máxima nas longarinas - CSiBridge.....	79
Tabela 8 - Momento fletor máximo nas longarinas - CSiBridge	80
Tabela 9 - Reações de apoio nas longarinas - CSiBridge	81
Tabela 10 - Posição das transversinas intermediárias	82
Tabela 11 - Deformação máxima nas longarinas - CSiBridge - Todos os casos.....	86
Tabela 12 - Momento fletor máximo nas longarinas - CSiBridge - Todos os casos ..	87
Tabela 13 - Reações de apoio - CSiBridge - Todos os casos	88
Tabela 14 - Torção máxima nas longarinas - CSiBridge	89

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Análise dos resultados - Sem transversinas	70
Gráfico 2 - Deformação máxima nas longarinas - CSiBridge	79
Gráfico 3 - Momento fletor máximo nas longarinas - CSiBridge.....	80
Gráfico 4 - Reações de apoio - CSiBridge	81
Gráfico 5 - Deformação máxima nas longarinas - CSiBridge - Todos os casos	87
Gráfico 6 - Momento fletor máximo nas longarinas - CSiBridge - Todos os casos....	88
Gráfico 7 - Reações de apoio - CSiBridge - Todos os casos	89
Gráfico 8 - Torção máxima nas longarinas - CSiBridge	90

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*;

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes;

IFSC - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina;

MEF - Método dos Elementos Finitos;

NBR - Norma Brasileira Registrada;

OAE - Obras de Artes Especiais;

SAP - *Structural Analysis Program*;

TA - Transversina de apoio;

TI - Transversina intermediária;

UFSC - Universidade Federal de Santa Catarina.

LISTA DE SÍMBOLOS

ROMANOS

A_e - área de influência do vento sobre a estrutura;

B - largura efetiva da carga móvel distribuída de 5 kN/m², em metros;

C_a - coeficiente de arrasto;

CIA - coeficiente de impacto adicional;

CIV - coeficiente de Impacto vertical;

CNF - coeficiente de número de faixas;

E_a - empuxo ativo do solo;

$\{F\}$ - vetor de forças nodais;

F_a - força de arrasto;

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

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

$F_{Qj,k}$ - valor característico de ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

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

h - altura da edificação acima do terreno;

h_s - altura da superfície de contato com o solo;

$[K]$ - matriz de rigidez da estrutura;

L - comprimento concomitante da carga móvel distribuída, em metros;

L_{iv} - vão definido conforme tipo de estrutura;

L_1 - dimensão da edificação na direção perpendicular ao vento;

L_2 - dimensão da edificação na direção paralela ao vento;

n - número de faixas de tráfego rodoviário;

P - carga móvel concentrada sem majoração;

p - carga móvel uniformemente distribuída sem majoração;

Q - carga móvel concentrada ponderada;
 q - carga móvel uniformemente distribuída ponderada;
 q_v - pressão dinâmica do vento;
 S_1 - fator de influência devido à topografia da região;
 S_2 - fator de influência devido à rugosidade da região;
 S_3 - fator de influência estático;
TB - trem-tipo rodoviário brasileiro;
 $\{U\}$ - vetor de deslocamentos nodais;
 V_k - velocidade característica;
 V_0 - velocidade básica do vento.

GREGOS

γ_{gi} - coeficiente de ponderação das ações permanentes;
 γ_q - coeficiente de ponderação das ações variáveis;
 γ_s - peso específico do solo;
 φ - ângulo de atrito interno do solo;
 Ψ_{0j} - fator de combinação para as ações variáveis que não são consideradas principais;
 $\Psi_{0j,ef}$ - fator de combinação para ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;
 Ψ_1 - fator de redução para ações consideradas principais nas combinações frequentes de serviço;
 Ψ_{1j} - fator de redução para ações variáveis que podem atuar em conjunto com a ação variável principal nas combinações raras de serviço;
 Ψ_{2j} - fator de redução para as ações variáveis referentes às combinações quase permanentes e frequentes de serviço.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA.....	19
1.1	Objetivos.....	20
1.1.1	Objetivo Geral	21
1.1.2	Objetivos Específicos.....	21
2	REVISÃO DE LITERATURA	22
2.1	Definição.....	22
2.2	Breve Histórico.....	22
2.3	Denominações.....	23
2.4	Propriedades Fundamentais	24
2.5	Classificação	24
2.6	Normas Técnicas	26
2.7	Ações	27
2.7.1	Ações Permanentes.....	27
2.7.1.1	<i>Empuxos de Terra.....</i>	<i>28</i>
2.7.2	Ações Variáveis	29
2.7.2.1	<i>Cargas Móveis</i>	<i>29</i>
2.7.2.2	<i>Cargas de Frenagem e/ou Aceleração</i>	<i>31</i>
2.7.2.3	<i>Cargas de Vento</i>	<i>31</i>
2.7.3	Ações Excepcionais	33
2.7.4	Combinação de Ações	34
2.8	Método dos Elementos Finitos	36
2.9	SAP2000.....	38
2.9.1	Elementos de Barra (<i>Frame</i>).....	39
2.9.2	Elementos de Casca (<i>Shell</i>).....	40
2.10	CSiBridge.....	42
3	TRANSVERSINAS	43
4	METODOLOGIA.....	48
4.1	Métodos Aplicados	48
4.2	Descrição da Ponte em Estudo.....	48
4.3	Cálculo das Ações	51
4.3.1	Carregamentos Permanentes	51

4.3.2	Carregamentos Variáveis.....	52
4.3.3	Combinação Analisada	57
5	MODELAGEM NUMÉRICA	59
5.1	FTOOL	59
5.2	SAP2000.....	63
5.3	CSiBridge.....	65
6	RESULTADOS E ANÁLISES - MODELOS SEM TRANSVERSINAS	67
7	INCLUSÃO DAS TRANSVERSINAS NAS ANÁLISES NUMÉRICAS	72
7.1	Modelagem no CSiBridge.....	72
8	RESULTADOS E ANÁLISES - MODELOS COM TRANSVERSINAS	74
9	ESTUDO PARAMÉTRICO.....	82
10	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	91
	REFERÊNCIAS.....	93
	ANEXOS	95
	Anexo A - Corte Longitudinal no Eixo da OAE	96
	Anexo B - Planta das Longarinas da OAE.....	97
	Anexo C - Seção Transversal - Apoio Encontro	98
	Anexo D - Seção Transversal - Apoio Intermediário	99

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

O desenvolvimento de um país, no âmbito econômico e social está relacionado à qualidade do transporte, tanto quanto a produtividade. Assim sendo, a construção de Obras de Artes Especiais (OAE) é um importante indicativo de progresso.

OAE são obras destinadas a permitir transposição de obstáculos à continuidade de uma via de comunicação qualquer, sendo eles rios, mares, vales, talwegues, outras vias, etc. Quando a região a ser atravessada for um curso d'água, denominam-se pontes, se for seca, é chamado de viaduto (MARCHETTI, 2007).

As pontes possuem subdivisões em sua estrutura, sendo elas infraestrutura, composta pela fundação, mesoestrutura, formada pelos pilares, travessas e aparelhos de apoio, e a superestrutura, o conjunto das vigas e lajes. Dessa maneira, a viga posicionada no sentido perpendicular ao fluxo de veículos, a transversina, é responsável por ligar as vigas principais.

A utilização de transversinas em pontes de concreto armado vem cada vez mais sendo restrita, visando economia e simplicidade construtiva. Um dos motivos é a difícil execução, pois normalmente são concretadas *in loco*, entre as longarinas pré-moldadas, demandando instalação de formas e maior mão de obra. Assim sendo, a sua utilização deve ser justificada. Portanto, as deformações e esforços solicitantes na estrutura, bem como execução e custos são analisados pelo projetista, o qual opta ou não por usar transversinas em seus projetos.

Embora a NBR 7187 (2003) não orienta quanto ao uso ou não de transversinas, a *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges* (2002) recomenda o emprego de TI (transversinas intermediárias) nos pontos de momento máximo em pontes de seção T com vãos maiores que 12 metros, e TA (transversinas de apoio) para resistir forças laterais, mantendo as seções planas.

Para Chandolu (2005), a utilização de transversinas deve-se ao fato de auxiliar na redistribuição dos esforços, e assim, evitar possíveis torções nas longarinas na fase construtiva da obra, em compensação, o uso das mesmas aumenta o custo e o tempo de execução.

Os esforços na ponte são avaliados por meio de modelagens, as quais podem ser feitas de diversas maneiras. Alguns detalhes podem gerar variações nos valores encontrados na análise. Ter o conhecimento das inúmeras considerações a serem feitas é imprescindível para se obter bons resultados e uma maior aproximação com a realidade do comportamento da ponte (SANTOS, SOTELINO e FILHO, 2015).

Apesar do avanço tecnológico, a maioria dos estudantes encerra a vida acadêmica tendo o conhecimento do cálculo de estruturas somente por métodos manuais, sem ter o contato com um programa computacional de cálculo mais complexo, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), por exemplo. Apesar dos modelos simplificados serem limitados quanto à análise dos elementos em conjunto, de acordo com Azevedo (2003), não comparar resultados obtidos através do MEF com os derivados de métodos analíticos, existe grande probabilidade de a estrutura estar baseada em cálculos plenamente equivocados. Portanto, destaca-se a significativa importância dos modelos mais complexos estarem sempre acompanhados de verificações preliminares básicas, a fim de validar os resultados obtidos.

Desta forma, no presente estudo, inicialmente será feita uma análise simplificada, segundo o princípio básico da resistência dos materiais, com o auxílio do *software* FTOOL, a fim de corroborar com os resultados das modelagens mais complexas, baseadas no MEF. Na sequência, serão elaborados dois modelos, utilizando os programas, a citar: SAP2000, que posiciona a laje no centro de gravidade da viga; CSiBridge, que considera excentricidade local existente entre a laje do tabuleiro e longarinas. Após comparar os resultados entre si, serão elaborados modelos inserindo transversinas, para assim, avaliar a influência dessas vigas secundárias na redistribuição dos esforços solicitantes de momentos fletores no tabuleiro e longarinas.

1.1 Objetivos

A seguir são descritos os objetivos geral e específicos do presente trabalho de conclusão de curso.

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar a influência das transversinas na distribuição dos esforços solicitantes de momentos fletores pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) em pontes de concreto armado e protendido.

1.1.2 Objetivos Específicos

Este trabalho tem como objetivos específicos os seguintes:

- a) compreender análise numérica baseada no MEF;
- b) obter a ordem de grandeza dos esforços por meio de processo analítico;
- c) analisar a influência do tipo de modelagem na distribuição dos esforços na ponte;
- d) analisar o comportamento da redistribuição dos esforços solicitantes de momentos fletores e reações de apoio quanto ao uso de transversinas;
- e) mostrar qualitativamente a influência das transversinas quanto às deformações elásticas no tabuleiro.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Definição

OAE são obras diferenciadas, pelas suas proporções e características peculiares, por exemplo, pontes, viadutos, passarelas e túneis. De acordo com Marchetti (2007), são obras destinadas a permitir a passagem de obstáculos à continuidade do caminho normal de uma via de comunicação qualquer, tais como rios, mares, vales, talwegues, outras vias, etc. Se o obstáculo a ser vencido for formado por um curso d'água, é classificado como ponte, se não, é denominado viaduto.

2.2 Breve Histórico

As pontes surgiram da necessidade de se atravessar córregos em busca de alimento, terras férteis e abrigo, certamente que as primeiras foram de forma natural, como com quedas de troncos de árvores. Porém, essas estruturas possuíam limitações, principalmente para vencer grandes vãos e rios profundos (BENNETT, 2008).

De acordo com Mattos (2001), a forma estrutural mais utilizada em pontes ao longo do tempo foi o arco, sendo os romanos os primeiros grandes construtores. Com o avanço do conhecimento sobre a técnica, passaram a usar o arco vazado ao em vez de arcos plenos, gerando uma grande economia de materiais.

Com o advento da revolução industrial, os produtos siderúrgicos entraram no mercado com preços atrativos, potencializando o surgimento de pontes metálicas. Sendo as primeiras obras executadas em ferro fundido (PFEIL, 1983).

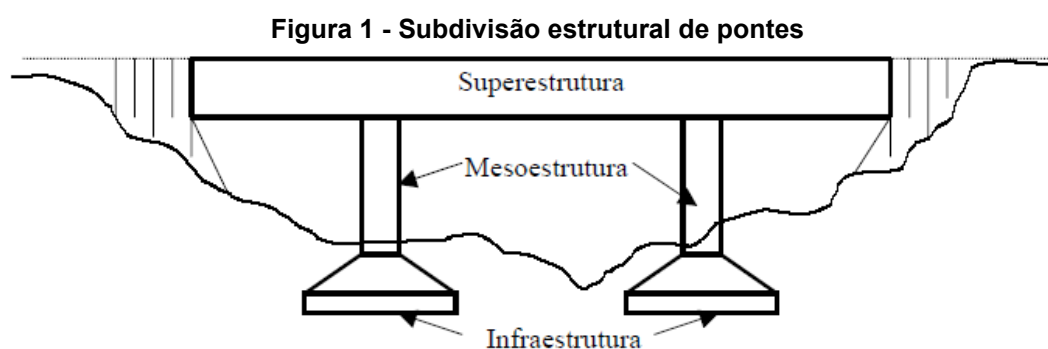
A partir de 1900 iniciou a construção das primeiras pontes de concreto, primeiramente eram executados arcos tri articulados, onde o concreto era utilizado apenas em substituição da pedra como material de construção. Somente em 1912 que as primeiras pontes em vigas e pórticos foram construídas, porém, somente com vãos de até 30 metros. Conjuntamente, as pontes em arcos de concreto de ferro, como era denominado o concreto armado na época, atingiam dimensões cada vez maiores (LEONHARDT, 1979).

Segundo Pfeil (1983), após a segunda guerra mundial, em consequência da escassez de aço e a necessidade de reconstrução das cidades, houve um grande avanço tecnológico e o rápido desenvolvimento de novos métodos construtivos, como o concreto protendido.

A evolução tecnológica propiciou o surgimento de novos tipos estruturais de pontes, com vãos e comprimentos maiores. Além das pontes em arcos e em vigas, surgiram as pontes suspensas, em treliça, estaiadas e mistas. (MATTOS, 2001).

2.3 Denominações

A estrutura de uma ponte, em sua maioria, pode ser subdividida em três categorias de acordo com sua funcionalidade, sendo elas a infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura, conforme a Figura 1.



Fonte: Mattos (2001).

A infraestrutura é responsável por transmitir os esforços recebidos da mesoestrutura para o terreno implantado. É composta pela fundação, podendo ser constituída por blocos de estacas, sapatas, tubulões, etc. (MARCHETTI, 2007).

Para El Debs e Takeya (2009), a mesoestrutura, composta pelos pilares, travessas e aparelhos de apoio, transfere esforços para a infraestrutura, os quais podem ser advindos da superestrutura e diretamente de outras forças, como vento e pressão da água ou solo.

Conforme Pfeil (1990), a superestrutura é considerada a parte útil da obra, suporte imediato do tráfego, geralmente formada por lajes e vigas principais (longarinas) e secundárias (transversinas).

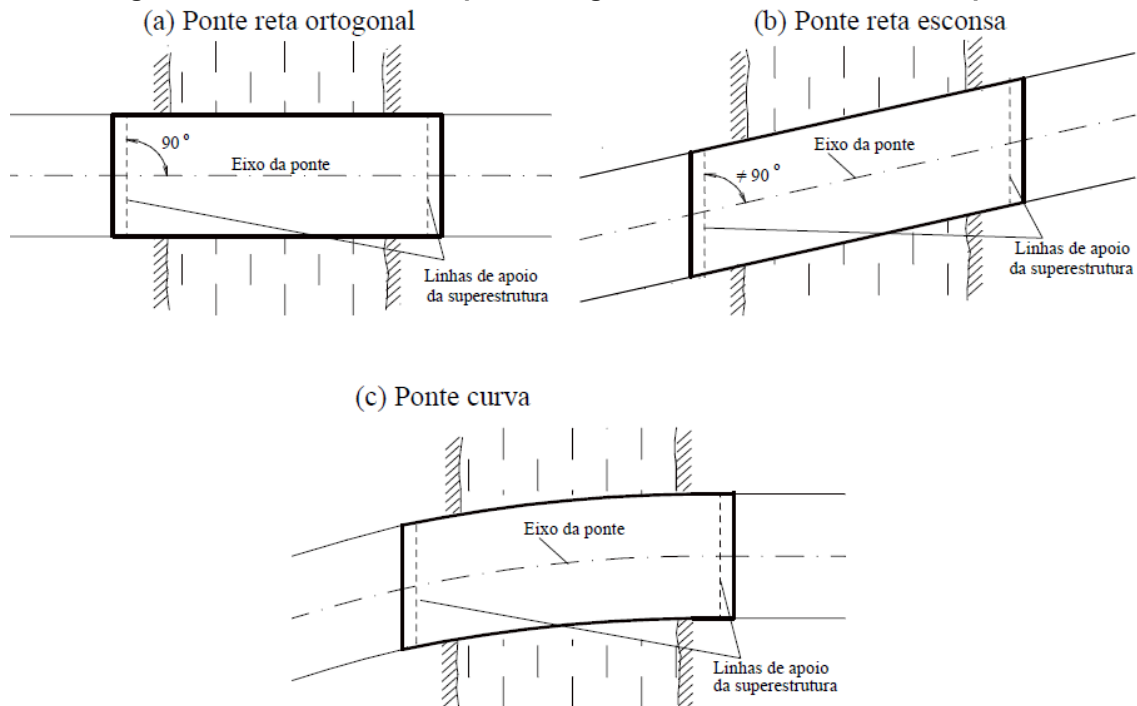
2.4 Propriedades Fundamentais

Toda ponte deve atender aos requisitos para os quais foram projetadas, sendo a funcionalidade responsável por satisfazer as exigências de tráfego no período de durabilidade previsto. E como qualquer estrutura, a segurança é um requisito de importância vital, devendo ter esforços que gerem tensões menores que as admissíveis ou colapsáveis. A estética é um tanto quanto subjetiva, porém, a ponte não deve apresentar grande contraste com os elementos existentes no local em que será executada. Dentre as diversas soluções, deve se realizar um estudo comparativo economicamente viável. (NETO, 2008).

2.5 Classificação

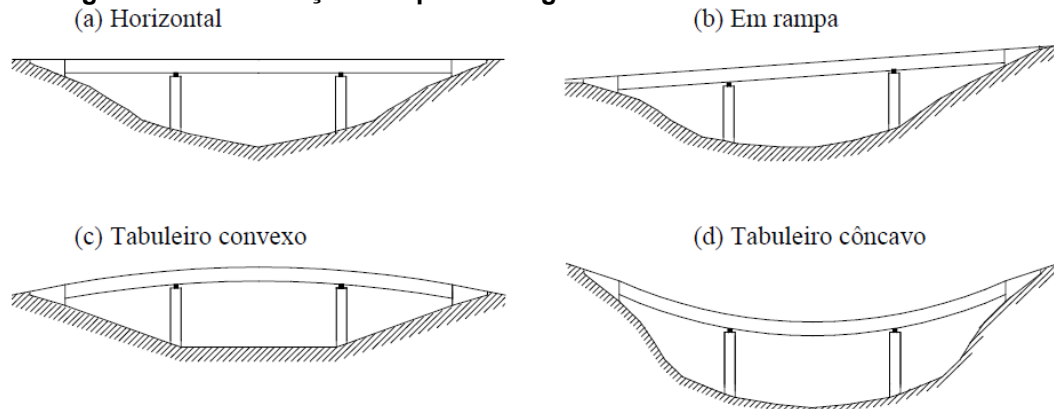
Conforme El Debs e Takeya (2009), as pontes possuem diversas classificações, sendo as principais relacionadas:

- a) à natureza do tráfego: podendo ser rodoviárias, ferroviárias, passarelas, aeroviárias, aquedutos, canal, mistas;
- b) ao tempo de utilização:
 - permanentes: construídas de modo definitivo devendo atender o tráfego em seu período previsto;
 - provisórias: normalmente servem para desviar o tráfego de maneira limitada, até que se construa a ponte permanente;
 - desmontáveis: similares às provisórias, porém são reutilizáveis.
- c) ao material construtivo: podem ser de madeira, alvenarias, aço, concreto normal, armado ou protendido;
- d) ao desenvolvimento planimétrico: conforme o ângulo entre o eixo da ponte e o eixo do apoio da superestrutura, as pontes retas podem ser ortogonais ou esconsas, se o eixo em planta for curvo, será denominada ponte curva, como ilustra a Figura 2;

Figura 2 - Classificação das pontes segundo o desenvolvimento em planta

Fonte: El Debs e Takeya (2009).

- e) ao desenvolvimento altimétrico: de acordo com o desenvolvimento longitudinal da ponte, ela pode ser reta (horizontal ou em rampa), ou curva (tabuleiro convexo ou côncavo), conforme a Figura 3;

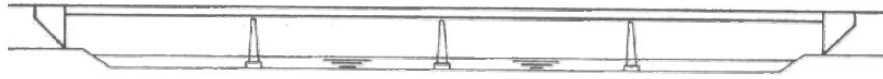
Figura 3 - Classificação das pontes segundo o desenvolvimento altimétrico

Fonte: El Debs e Takeya (2009).

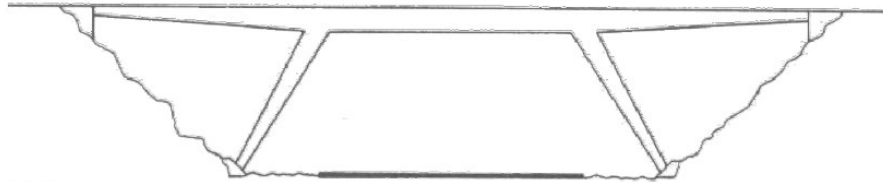
- f) ao sistema estrutural da superestrutura: as classificações são demonstradas na Figura 4, podendo ainda sofrer subdivisões em função dos tipos de vinculação dos elementos (biapoiada, biarticulado, etc).

Figura 4 - Esquemas dos sistemas estruturais da superestrutura

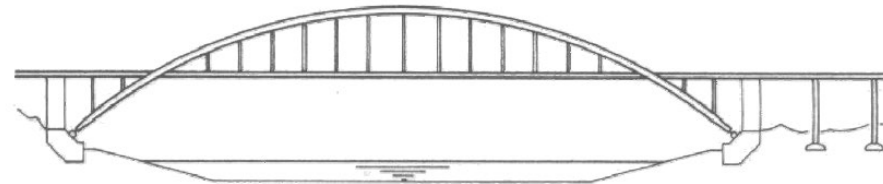
(a) Ponte em viga



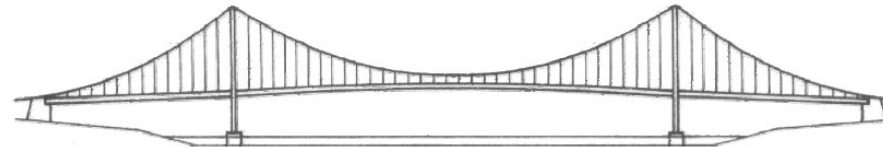
(b) Ponte em pórtico



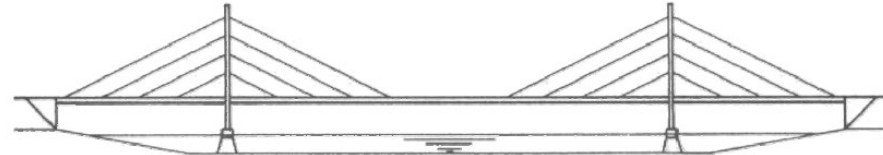
(c) Ponte em arco



(d) Ponte pênsil



(e) Ponte estaiada



Fonte: El Debs e Takeya (2009).

2.6 Normas Técnicas

Mediante diversos estudos e ensaios são desenvolvidas as normas técnicas, a fim de assegurar as construções. Cargas mínimas, tensões máximas, qualidade dos materiais, procedimentos e demais fatores imprescindíveis para a segurança são prescritos por esses códigos, além de fornecerem bases comuns de trabalho (PINHO e BELLEI, 2007).

Para o dimensionamento de pontes em concreto armado e protendido no Brasil, são utilizadas as seguintes normas:

NBR 6118 (2014) - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;

NBR 6120 (1980) - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;

NBR 6122 (2010) - Projeto e execução de fundações;

NBR 6123 (1988) - Forças devidas ao vento em edificações;

NBR 7187 (2003) - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento;

NBR 7188 (2013) - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;

NBR 7483 (2008) - Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação;

NBR 8681 (2003) - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento;

NBR 9062 (2017) - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.

No presente estudo, especificamente, serão abordadas as normas NBR 6123, NBR 7187, NBR 7188, NBR 8681 com maior ênfase.

2.7 Ações

Pelo fato de as pontes possuírem particularidades em sua estrutura, a consideração das ações e segurança devem seguir a norma NBR 8681 (2003), que as classifica segundo sua variabilidade no tempo, podendo ser permanentes, variáveis ou excepcionais. Sendo que as normas NBR 7187 (2003) e NBR 7188 (2013) determinam como essas ações devem ser consideradas.

2.7.1 Ações Permanentes

Ações as quais a intensidade pode ser considerada constante ao longo da vida útil da construção, e as que crescem no tempo, tendendo a um valor limite estável, são classificadas como ações permanentes. Podendo elas serem diretas, provenientes do peso próprio dos elementos estruturais e de elementos fixos, como pavimentação, guarda-rodas, guarda-corpos, revestimentos, instrumentos de sinalização, bem como os empuxos de terra e/ou água, ou indiretas, oriundas de deformações impostas, geradas pela fluência e retração do concreto, pelas variações de temperatura, e pelo deslocamento dos apoios (NBR 7187, 2003; NBR8681, 2003).

A NBR 7187 (2003) recomenda que o peso específico para o concreto armado seja no mínimo 25 kN/m^3 e para a pavimentação, 24 kN/m^3 , considerando um adicional de 2 kN/m^2 para cobrir possíveis recapeamentos, podendo ser dispensado a critério do proprietário da obra.

2.7.1.1 Empuxos de Terra

O empuxo de terra é definido com base nos princípios da mecânica dos solos, conforme sua natureza, características do terreno, bem como inclinações dos taludes e dos paramentos. Com intuito de simplificar os cálculos, pode levar em conta que o solo não possui coesão e que não exista atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança (NBR 7187, 2003). A solução analítica de Rankine, apesar de algumas limitações de aplicabilidade prática, é largamente empregada através de sua equação abaixo simplificada.

$$E_a = \gamma_s \cdot h_s \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1)$$

Onde:

E_a : empuxo ativo do solo;

h_s : altura da superfície de contato com o solo;

γ_s : peso específico do solo;

φ : ângulo de atrito interno do solo.

Segundo a NBR 7187 (2003), o peso específico do solo úmido deve ser no mínimo 18 kN/m³ e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30°. Sendo os empuxos ativo e de repouso serem considerados nos casos mais desfavoráveis e o empuxo passivo só em ocasiões onde sua ocorrência pode ser garantida ao longo da vida útil da construção.

Em situações em que a superestrutura tenha função de conter os aterros de acesso, a ação desse empuxo deve ser considerada concomitantemente em ambas as extremidades caso não exista juntas intermediárias do tabuleiro. Deve também, verificar a hipótese de existir a ação em apenas uma das extremidades, agindo isoladamente, sem outras forças horizontais, para a fase de construção da estrutura. Para tabuleiros curvos ou esconsos, quando for mais desfavorável, deve ser considerada a atuação simultânea dos empuxos em ambas as extremidades.

Pode abster-se da consideração da ação do empuxo de terra sobre elementos estruturais implantados em terraplenos horizontais de aterros previamente executados, desde que sejam adotadas precauções especiais no

projeto e na execução, tais como, garantir uma compactação adequada, inclinações convenientes dos taludes, distancias mínimas dos elementos as bordas do aterro, terreno de fundação com suficiente capacidade de suporte, entre outras (NBR 7187, 2003).

2.7.2 Ações Variáveis

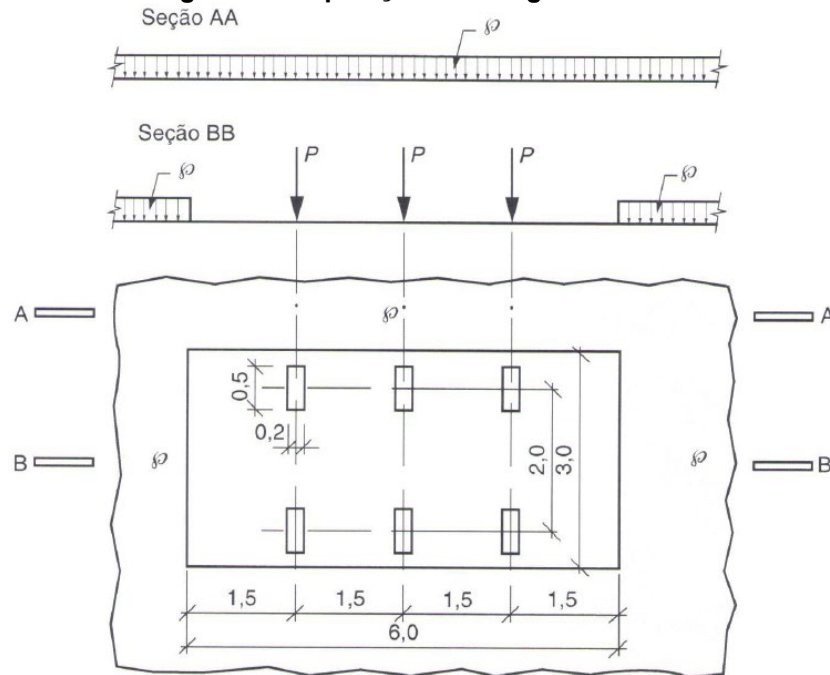
As cargas acidentais são classificadas como ações variáveis, podendo elas serem normais, ações de caráter transitório, com grande probabilidade de ocorrência, para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto estrutural da construção, sendo as verticais, as cargas móveis e as cargas de construção, enquanto as horizontais são as cargas de vento, a força devido à frenagem e/ou aceleração, a força centrífuga, o empuxo de terra provocado por cargas móveis, a pressão da água em movimento e as variações de temperatura (NBR 7187, 2003; NBR8681, 2003).

2.7.2.1 Cargas Móveis

As cargas móveis são carregamentos fictícios com o intuito de reproduzir uma aproximação das solicitações provocadas pelo tráfego real em que a estrutura estará sujeita em serviço. Segundo a NBR 7188 (2013), a carga móvel pode assumir qualquer posição, devendo-se considerar a que as rodas forneçam valores mais desfavoráveis, incluindo acostamentos e faixas de segurança.

Deve-se analisar o efeito dinâmico das cargas móveis pela dinâmica das estruturas, porém, é permitido assimilar as cargas móveis e estáticas, através de sua multiplicação pelos coeficientes de impacto (NBR 7187, 2003).

A carga móvel padrão, TB-450, é estabelecida pelo trem-tipo de 450 kN, sendo seis rodas de carga concentrada $P=75$ kN, com dimensões de seis metros de comprimento por três metros de largura, circundado pela carga uniformemente distribuída $p=5$ kN/m², conforme ilustra a Figura 5.

Figura 5 - Disposição das cargas estáticas

Fonte: NBR 7188 (2013).

A carga concentrada (Q) e distribuída (q) aplicadas no nível do pavimento são ponderadas pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), coeficiente de número de faixas (CNF) e coeficiente de impacto adicional (CIA).

$$Q = P.CIV.CNF.CIA \quad (2)$$

$$q = p.CIV.CNF.CIA \quad (3)$$

- a) coeficiente de impacto vertical (CIV): amplifica a ação da carga estática, simulando efeito da carga em movimento e a suspensão dos veículos. Sendo:

$$CIV = 1,35 \quad \forall \quad Liv \leq 10m \quad (4)$$

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad \forall \quad 10m \leq Liv \leq 200m \quad (5)$$

Onde:

Liv: comprimento do vão, em metros.

- b) coeficiente de número de faixas (CNF): ajusta os valores levando em conta a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas. Definido como:

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

Onde:

n: número de faixas de tráfego, sendo acostamentos e faixas de segurança não considerados.

- c) coeficiente de impacto adicional (CIA): majoração das cargas móveis devido a imperfeições e/ou descontinuidade de pista. Dado por:

$$CIA = 1,25 \text{ para obras em concreto ou mistas;} \quad (7)$$

$$CIA = 1,15 \text{ para obras em aço.} \quad (8)$$

2.7.2.2 Cargas de Frenagem e/ou Aceleração

A NBR 7188 (2003) determina as forças horizontais devido à frenagem e/ou aceleração, aplicadas no nível do pavimento, a partir de um percentual da carga característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável. Sendo definida por:

$$H_f = 0,25.B.L.CNF \geq 135kN \quad (9)$$

Onde:

B: largura efetiva da carga móvel distribuída de 5 kN/m², em metros;

L: comprimento concomitante da carga móvel distribuída, em metros.

2.7.2.3 Cargas de Vento

Vento é uma ação dinâmica incidente sobre a estrutura de uma edificação, sendo indicado pela NBR 7187 (2003) a avaliação dessa ação pela NBR 6123 (1988). Para os autores El Debs e Takeya (2009), a norma indicada deixa a desejar quanto as recomendações para pontes, sendo aconselhado o cálculo através da norma antiga de pontes, NB-2 (1961), que não está mais em vigor. No presente estudo será abordado somente as orientações da norma em vigência.

A NBR 6123 (1988) considera o efeito do vento como sendo cargas estáticas tendo em vista uma velocidade básica dimensionada a partir de uma rajada de três segundos, excedida em média uma vez a cada cinquenta anos, ponderada por fatores de influência da topografia, rugosidade do local e estático.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (10)$$

Onde:

V_k : velocidade característica;

V_0 : velocidade básica do vento;

S_1 : fator de influência devido à topografia da região;

S_2 : fator de influência devido à rugosidade da região;

S_3 : fator de influência estático.

A velocidade característica determinada pela fórmula anterior permite o cálculo da pressão dinâmica do vento, dada pela expressão abaixo, retirada do item 4.2 da NBR 6123 (1988).

$$q_v = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (11)$$

Onde:

q_v : pressão dinâmica do vento.

A componente da força do vento na direção incidente atuante sobre a construção é obtida através expressão:

$$F_a = q_v \cdot C_a \cdot A_e \quad (12)$$

Onde:

F_a : força de arrasto;

C_a : coeficiente de arrasto;

A_e : área de influência do vento sobre a estrutura.

Segundo a NBR 6123 (1988), para se determinar o coeficiente de arrasto, é necessário calcular previamente as seguintes relações:

$$\frac{h}{L1} \quad (13)$$

$$\frac{L1}{L2} \quad (14)$$

Onde:

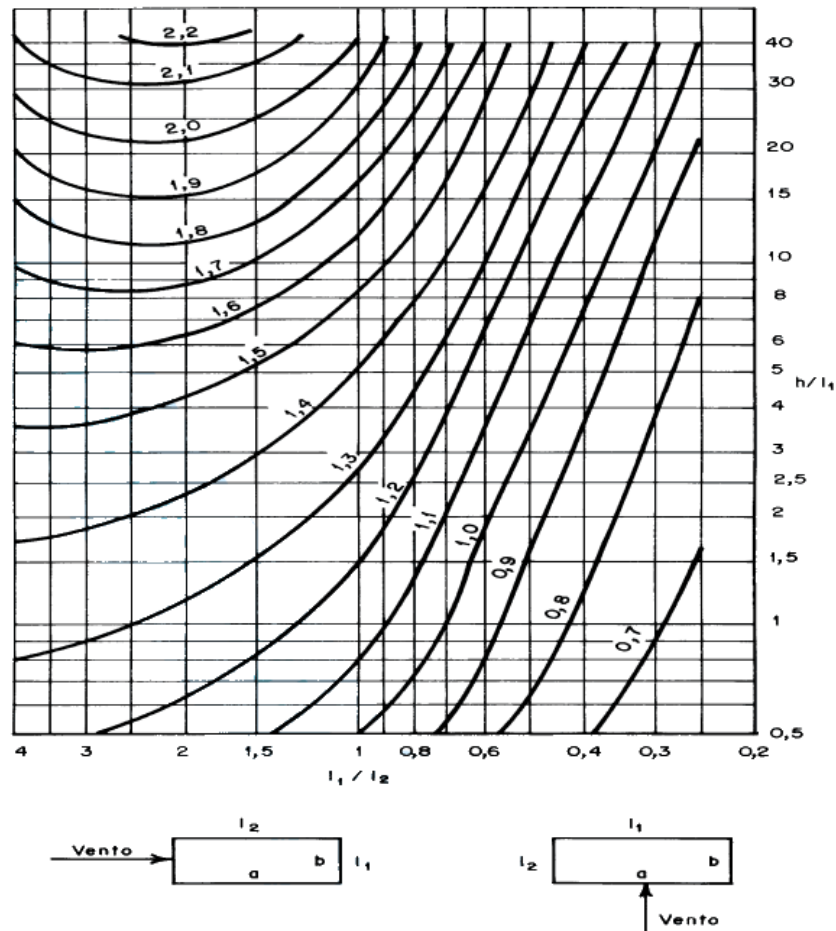
h : altura da edificação acima do terreno;

$L1$: dimensão da edificação na direção perpendicular ao vento;

$L2$: dimensão da edificação na direção paralela ao vento.

Os valores encontrados nas relações demonstradas acima viabilizam a utilização do ábaco fornecido pela NBR 6123 (1988), Figura 6, para encontrar o coeficiente de arrasto.

Figura 6 - Ábaco coeficiente de arrasto para edificações paralelepipedicas em vento de baixa turbulência



Fonte: NBR 6123 (1988).

2.7.3 Ações Excepcionais

Cargas com baixa probabilidade de ocorrência e duração extremamente curta durante a vida útil da construção, são consideradas ações excepcionais. Em pontes, compreendem as colisões de veículos, explosões, incêndios, fenômenos naturais com baixa frequência que podem provocar efeitos catastróficos, como enchentes e sismos. Sendo que, os incêndios podem ser considerados através de uma redução na resistência dos materiais construtivos (NBR 7187, 2003; NBR 8681, 2003).

2.7.4 Combinação de Ações

A fim de verificar a segurança, as ações devem ser combinadas, aplicando os respectivos coeficientes de ponderação, com intuito de se obter os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura. Sendo que, as ações permanentes devem ser consideradas em sua totalidade e as variáveis, em posições mais desfavoráveis (NBR8681, 2003).

Ainda de acordo com a NBR 8681 (2003), a verificação da segurança deve ser feita em relação a todos os possíveis estados em que são considerados limites para a estrutura. O estado limite último é caracterizado por determinar a paralisação do uso da construção, como um todo ou em parte, já o estado limite de serviço é compreendido por apresentar condições as quais não condizem com o especificado para a utilização normal da obra, ou por vestígio de comprometimento da durabilidade da estrutura.

Para o estado limite último, as combinações podem ser feitas conforme três situações, combinações últimas normais, combinações últimas especiais ou de construção, e combinações últimas excepcionais. Enquanto para estados limites de serviço são subdivididas em combinações quase permanentes, combinações frequentes e combinações raras. Para cada classe de projeto, sendo elas, duradoura, transitória ou excepcional, deve-se realizar as respectivas verificações vigentes.

a) combinações últimas normais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (15)$$

b) combinações últimas especiais ou de construção:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (16)$$

c) combinações últimas excepcionais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \quad (17)$$

d) combinações quase permanentes de serviço:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (18)$$

e) combinações frequentes de serviço:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (19)$$

f) combinações raras de serviço:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{Qj,k} \quad (20)$$

Onde:

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

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

$F_{Qj,k}$: valor característico de ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

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

γ_{gi} : coeficiente de ponderação das ações permanentes;

γ_q : coeficiente de ponderação das ações variáveis;

Ψ_{0j} : fator de combinação para as ações variáveis que não são consideradas principais;

$\Psi_{0j,ef}$: fator de combinação para ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

Ψ_1 : fator de redução para ações consideradas principais nas combinações frequentes de serviço;

Ψ_{1j} : fator de redução para ações variáveis que podem atuar em conjunto com a ação variável principal nas combinações raras de serviço;

Ψ_{2j} : fator de redução para as ações variáveis referentes às combinações quase permanentes e frequentes de serviço.

2.8 Método dos Elementos Finitos

Na década de 50, as indústrias aeroespaciais, principalmente a Boeing e a Bell Aeroespacial, desenvolveram o Método dos Elementos Finitos (MEF), que por muitos anos necessitou de uma base teórica, pois não havia provas matemáticas de que as soluções davam respostas corretas. Anos mais tarde, matemáticos provaram que as soluções por elementos finitos convergem para a solução correta da equação diferencial parcial (FISH e BELYTSCHKO, 2009).

A análise numérica baseada no MEF pode ser aplicada em diversas áreas da engenharia. No ramo da engenharia de estruturas, o MEF possui como propósito a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido sujeito a ações exteriores (PEREIRA, 2017).

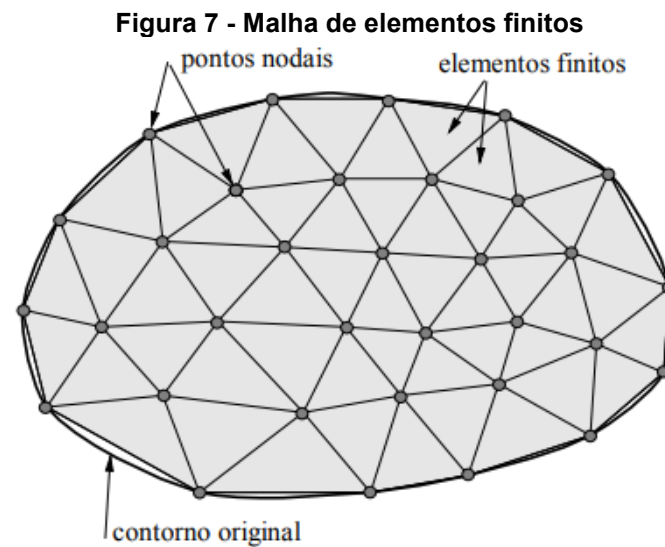
No atual contexto, dimensionar uma estrutura analiticamente é bastante limitado e oneroso, visto que não se consegue abranger todas as análises necessárias. De forma resumida, o MEF é a análise matemática que trata o problema contínuo como discreto, através da fragmentação em pequenos elementos, sem que haja alteração das propriedades do modelo original. Um problema contínuo pode possuir espaço de soluções de dimensão infinita, já os problemas discretos possuem solução em um espaço de dimensão finita (COSTA e BILESKY, 2013).

Segundo Fish e Belytschko (2009), o MEF basicamente consiste em dividir a estrutura em partes pequenas de dimensões finitas, denominadas elementos finitos. Esse conjunto de regiões conectados por nós chama-se de malha de elementos finitos, sendo o número de elementos e nós responsável pela precisão da solução, quanto maior esse valor, mais correto estará o resultado.

Embora trata-se de um método aproximado, pode-se demonstrar que em uma malha consistente, à medida que o tamanho dos elementos finitos tende a zero, e consequentemente, a quantidade de nós tende a infinito, a solução obtida converge para a solução exata do problema. Ou seja, quanto menor for o tamanho e maior for o número de elementos em uma determinada malha, mais precisos serão os resultados da análise (Souza, 2003, p. 3).

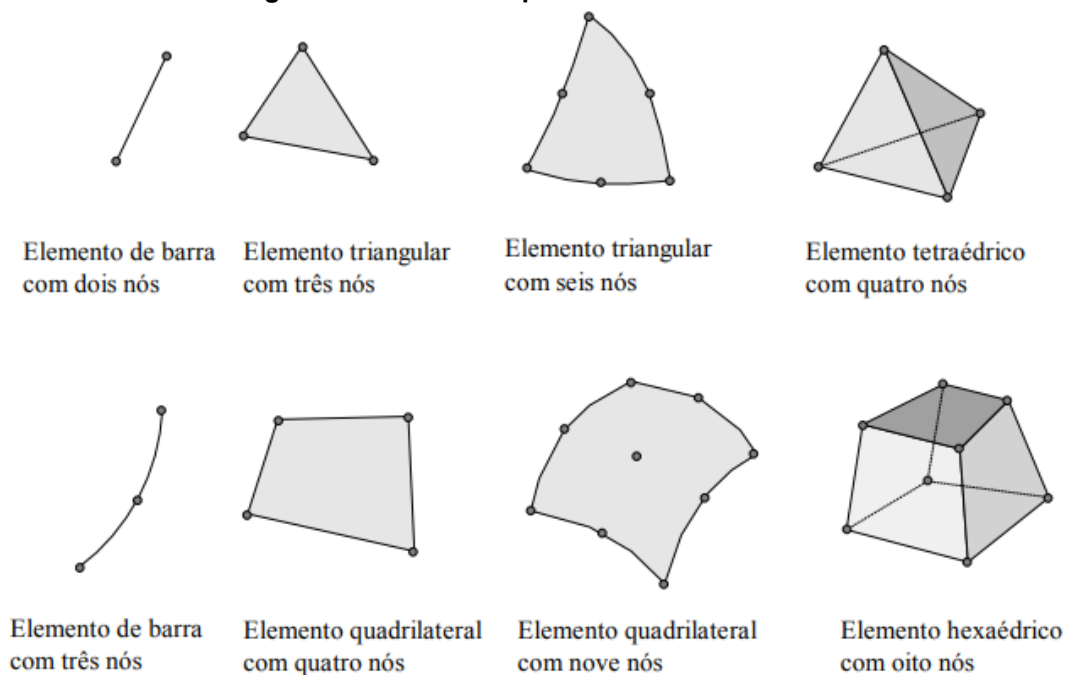
Para uma melhor aproximação dos valores, os elementos finitos podem possuir diversas formas geométricas em função do tipo e da dimensão do problema.

A Figura 7 ilustra uma malha de elementos finitos planos e a Figura 8 alguns tipos de elementos finitos dentre os vários existentes.



Fonte: Souza (2003).

Figura 8 - Diferentes tipos de elementos finitos



Fonte: Souza (2003).

Através de funções de interpolação polinomiais são relacionadas às incógnitas do problema, expressas em função de valores nodais. Para cada elemento é formada uma função aproximada gerada por variáveis referidas aos parâmetros nodais e por funções denominadas de funções de forma, sendo que somados representam todo o domínio. A solução desse sistema fornece os valores

dos parâmetros nodais, que dependendo da formulação utilizada do MEF, podem ser deslocamentos, forças internas, ou ambos (PUEL, 2018).

De acordo com Puel (2018), corresponde ao Método dos Deslocamentos ou da Rigidez se o princípio da energia potencial for empregado e o campo de deslocamentos for representado por funções aproximadoras, sendo as incógnitas as componentes dos deslocamentos nodais. Caso o campo de tensões ou esforços internos for descrito por funções aproximadoras, as incógnitas são tensões ou esforços internos nodais, correspondendo ao Método da Flexibilidade ou das Forças. Matricialmente o sistema é descrito da seguinte forma:

$$[K] \cdot \{U\} = \{F\} \quad (21)$$

Onde:

[K]: matriz de rigidez da estrutura;

{U}: vetor de deslocamentos nodais;

{F}: vetor de forças nodais.

Resolvendo o sistema são obtidos os deslocamentos nodais {U}, e através de interpolação é possível encontrar os deslocamentos $u(x,y)$ e $v(x,y)$ em qualquer ponto dentro de cada elemento, e então, chegar aos valores de deformações específicas e tensões (PUEL, 2018).

É importante frisar que o MEF é um método numérico o qual encontra uma solução aproximada para o problema. Sendo a formulação dos elementos bem como a escolha da malha e tipo de elemento discretizado encarregados pela convergência correta. Ou seja, é de suma relevância que o projetista tenha plenos conhecimentos dos elementos e configurações de condições a serem aplicadas no MEF, caso oposto, os resultados obtidos podem estar muito discrepantes dos que seriam corretos, aumentando os custos do projeto e podendo também colocar em risco a segurança dos usuários da edificação.

2.9 SAP2000

Internacionalmente conhecido, o *software* SAP2000 é um programa baseado no MEF, desenvolvido pela CSI (*Computers and Structures, Inc.*),

preparado para realizar de maneira totalmente integrada, a análise dos mais diversos tipos de estruturas (CSI, 2017).

Embora existam *softwares* mais completos, o SAP2000 é bastante eficiente e flexível, onde se pode modelar desde vigas simples até mesmo estruturas tridimensionais como treliças espaciais, permitindo também considerar carregamentos diversos, esforços dinâmicos, efeitos de gradiente de temperatura e pressões, analisar esforços devido a deslocamentos impostos, como recalque de fundação (MELO, 2016).

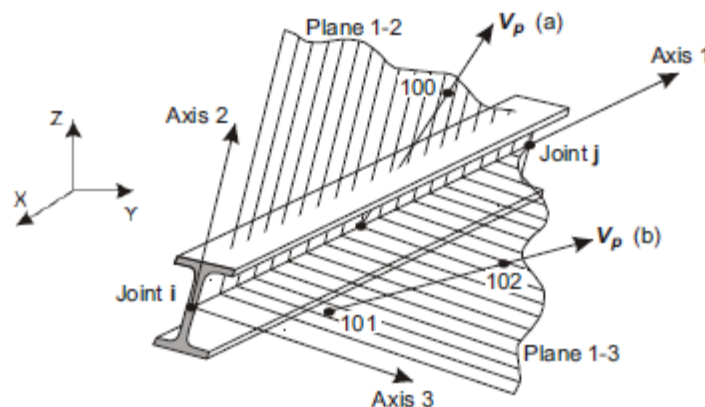
O SAP2000 disponibiliza uma grande variedade de elementos finitos, os quais devem ser convenientemente escolhidos conforme o tipo de problema a ser resolvido, levando-se em conta o modelo, o número de nós, os graus de liberdade, bem como o comportamento perante a análise.

2.9.1 Elementos de Barra (*Frame*)

Conforme a *CSI Analysis Reference Manual* (2017), o elemento *frame* pode ser utilizado para modelar vigas, pilares e treliças em um plano bidimensional ou tridimensional. O elemento é definido por dois nós, i e j, cada um possuindo seis graus de liberdade, sendo translações e rotações nas direções x, y e z. É possível obter os momentos fletores nas duas direções, esforços normais, esforços cortantes em duas direções e momentos de torção.

Assim que definidos os nós, é possível determinar os eixos locais dos elementos, e assim, determinar a matriz de rotação, tornando as matrizes locais em globais para satisfazer o problema, conforme mostra a Figura 9.

Figura 9 - Eixos locais do elemento de barra



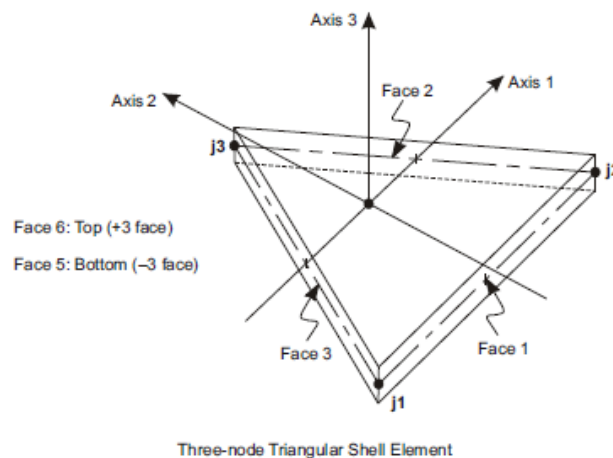
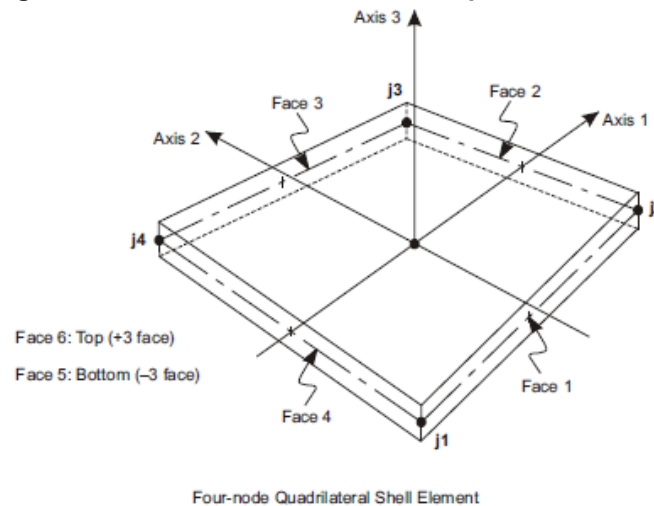
Fonte: CSI Analysis Reference Manual (2017).

2.9.2 Elementos de Casca (Shell)

Segundo a *CSI Analysis Reference Manual* (2017), o elemento *shell* é utilizado para discretizar placas, membranas e cascas planas ou tridimensionais. Cada elemento é formulado com três ou quatro nós, cada nó possui seis graus de liberdade, translações e rotações nas direções x , y e z , sendo possível obter os esforços de momentos fletores nas duas direções, esforços normais, esforços cortantes em duas direções e momentos de torção.

Um elemento com quatro nós possui seis faces definidas pelos nós j_1 , j_2 , j_3 e j_4 . Já o elemento de três nós apresenta cinco faces definidas pelos nós j_1 , j_2 e j_3 , conforme ilustra a Figura 10.

Figura 10 - Elementos de casca com quatro e três nós



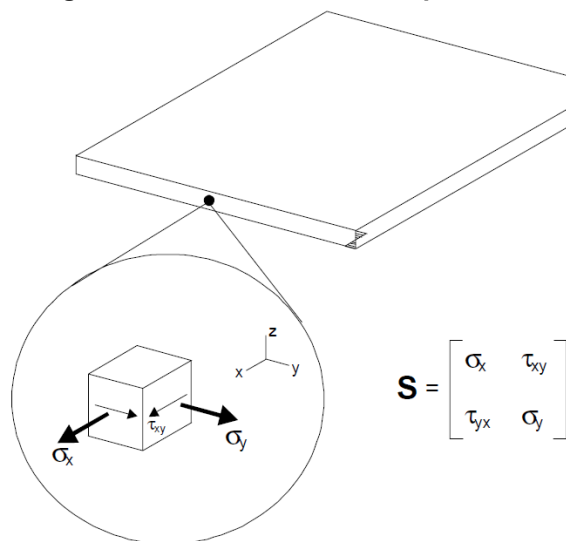
Fonte: *CSI Analysis Reference Manual* (2017).

Para elementos com quatro nós, discretizações com ângulos próximos à 90° fornecem melhores resultados, devendo ser lançados com ângulos entre 45° e

135° para resultados satisfatórios. Elementos com três nós possuem menor precisão, devendo ser utilizados em regiões com suaves distribuições de tensões (CSI, 2017).

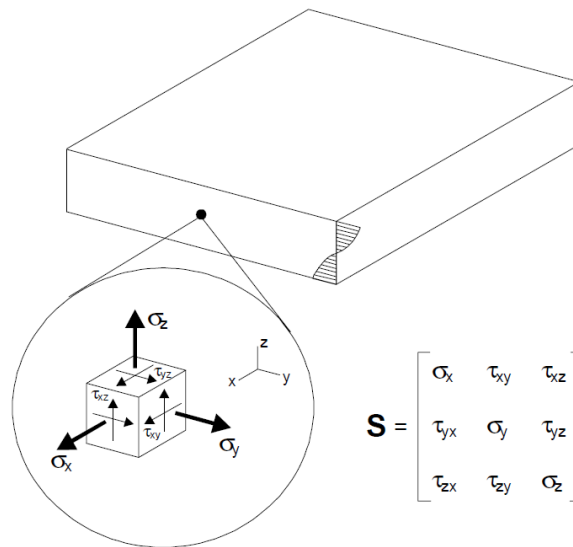
Duas principais teorias são amplamente aplicadas no estudo do comportamento estrutural das placas, para placas finas, aplica-se a teoria de Kirchhoff-Love, admitindo que, na composição dos deslocamentos transversais, apenas as deformações por flexão são consideradas, e os efeitos da carga axial normal podem ser analisados separadamente. Já para placas espessas, a teoria de Mindlin é a mais indicada, onde considera que os deslocamentos transversais são compostos pelas deformações por flexão e por cisalhamento, e que os efeitos da carga axial normal podem ser analisados separadamente (BERNARDINO, 2016). A Figura 11 e a Figura 12, demonstram o estado de tensões das placas finas e espessas, respectivamente.

Figura 11 - Estado de tensões placas finas



Fonte: Bernardino (2016).

Figura 12 - Estado de tensões placas espessas



Fonte: Bernardino (2016).

2.10 CSiBridge

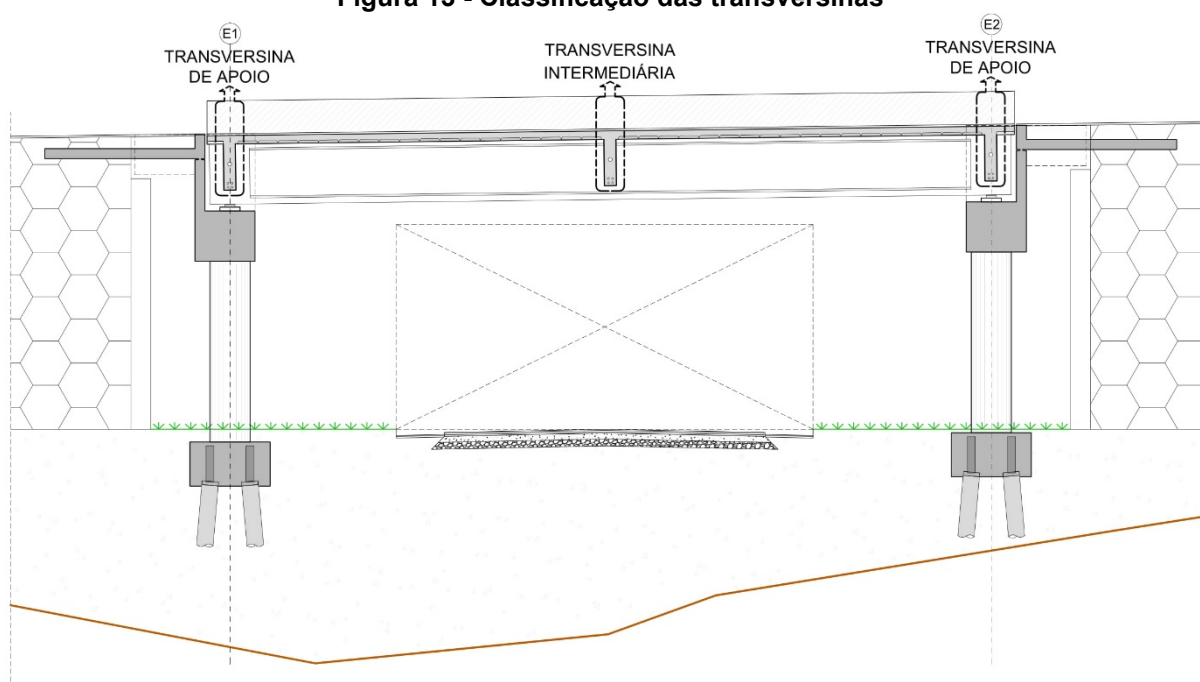
O *software* CSiBridge possui a mesma base do programa SAP2000, desenvolvido também pela CSI, a qual é reconhecida mundialmente como líder pioneira em ferramentas de *software* para engenharia estrutural e sísmica. Porém, específico para pontes, totalmente independente, integra as capacidades de modelação, análise e dimensionamento de estruturas de pontes em um único modelo, o CSiBridge é o programa mais versátil e produtivo disponível atualmente no mercado (CSI, 2017).

A modelagem é baseada na definição paramétrica dos vários elementos componentes da estrutura, desde o traçado, seção do tabuleiro até mesmo aparelhos de apoio. O programa inclui um assistente fácil que descreve as etapas necessárias para criar um modelo de ponte, sendo possível definir facilmente geometrias complexas e vários tipos de cargas e análises.

3 TRANSVERSINAS

Transversinas são vigas posicionadas transversalmente entre as longarinas, podendo estar situada nos apoios, chamadas de transversinas de apoio (TA), ou na extensão do vão, sendo denominadas transversinas intermediárias (TI), conforme ilustrado na Figura 13. AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) *Standard Specifications for Highway Bridges* (2002) as caracteriza por enrijecer a estrutura, com intuito de manter as seções transversais das longarinas planas.

Figura 13 - Classificação das transversinas



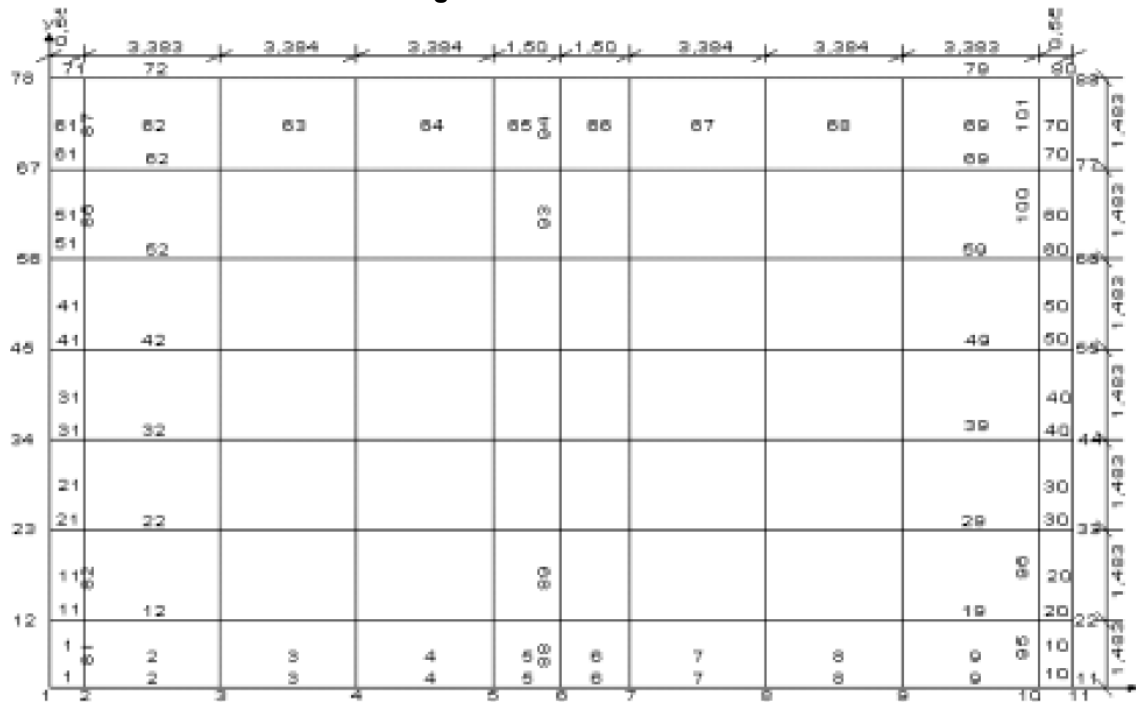
Fonte: Elaboração própria (2019).

Leonhardt (1979) afirma que TI são sempre indicadas quando existir mais de duas longarinas, para distribuir as cargas, obtendo-se um melhor resultado quando se posiciona a mesma no meio do vão. Ainda conforme Leonhardt (1979), o uso de TA nos apoios extremos é imprescindível, pois dá suporte ao bordo da laje evitando solicitação em excesso no local, podendo dispensar nos apoios intermediários, desde que elas não sejam necessárias para absorver os esforços do vento, ou como enrijecimento para as longarinas.

Almeida e Machado (1996) analisaram uma ponte de oito longarinas espaçadas a cada 1,48 metros, totalizando 10,80 metros de seção transversal e 25 metros de vão longitudinal, considerando três situações, sendo elas, com duas transversinas intermediárias, apenas uma transversina intermediária e

desconsiderando a transversina. A Figura 14 demonstra o modelo feito com auxílio do SAP-90. Através dele, foram feitas três hipóteses de carregamento para solicitação nas longarinas, e uma para a solicitação nas transversinas, sendo em ambas, considerado somente as cargas móveis constituídas pelo TB-450, alterando apenas o posicionamento da carga de multidão.

Figura 14 - Modelo SAP-90

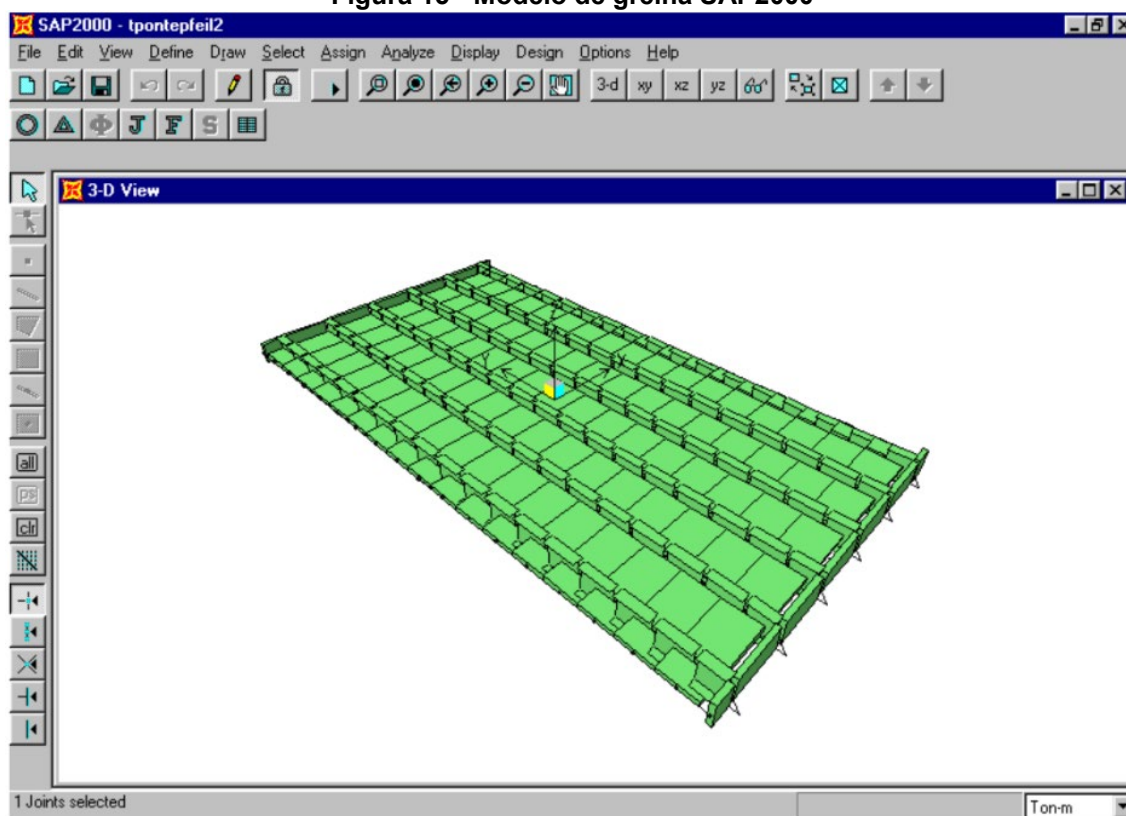


Fonte: Almeida e Machado (1996).

Concluíram, portanto, que para o caso estudado, não houve variações significativas de momentos fletores nas vigas em função do número de transversinas adotadas, como também não houve aumento de solicitação nas lajes com a ausência das mesmas. Mencionaram ainda, que para outro caso estudado, onde o número de longarinas era menor e consequentemente o espaçamento entre as mesmas eram maiores, a inexistência de transversinas gerou um acréscimo de momento fletor na laje, porém as longarinas permaneceram sem grandes alterações em suas solicitações.

Em 2005, Araújo *et al.* avaliaram uma ponte composta por seis longarinas com distâncias de 2,44 metros entre as mesmas, resultando em uma seção transversal de 14 metros e longitudinalmente com 25 metros de vão, conforme ilustra a Figura 15. Três pressuposições foram estudadas, sendo a primeira sem nenhuma transversina, a segunda com transversinas nos apoios e a terceira adicionando transversinas intermediárias.

Figura 15 - Modelo de grelha SAP2000

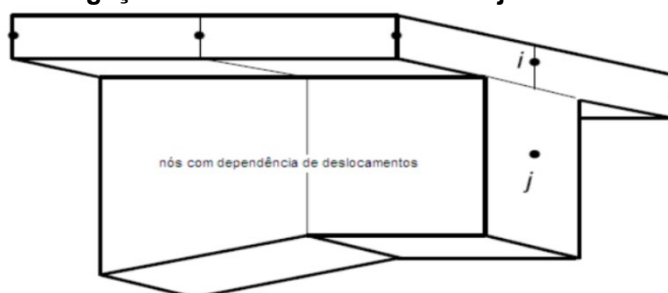


Fonte: Araújo et al. (2005).

Com o uso do modelo de grelha do SAP2000, observaram que a transversina intermediária reduz os esforços nas longarinas de modo geral. Já no modelo sólido, ocorreu uma redução do momento fletor na viga externa acompanhada do aumento da solicitação na viga central.

Judice *et al.* (2008) estudaram um viaduto de cinco vãos biapoiados com 23,20 metros cada, compostos por cinco longarinas com 1,67 metros de distância entre seus eixos, possuindo duas faixas de rolamento, um acostamento e guardarodas de cada lado, totalizando em 8,80 metros de largura. As modelagens foram feitas através do SAP2000, no modelo 3D foi levado em consideração a excentricidade existente entre a laje e vigas utilizando o artifício nó-mestre nó-escravo, como exposto na Figura 16, já no modelo simplificado, a estrutura foi discretizada em elementos de grelha.

Figura 16 - Ligação excêntrica entre nós da laje e nós da longarina

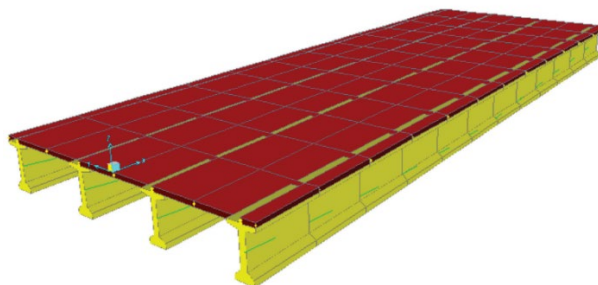


Fonte: Judice *et al.* (2008).

Ao fazer as verificações dos esforços para os modelos estudados, ora tendo transversina e ora não as possuindo, notaram que no modelo de grelha houve uma discrepância dos valores encontrados no 3D. Justificaram, ainda, que isso ocorreu devido ao fato de neste modelo não existir uma correta interação estrutural entre lajes e vigas. Demonstram também que a presença de transversina apresentou pouca influência em termos de cargas na longarina.

No ano de 2014, Fulgêncio, de Paula e Azevedo pesquisaram a influência gerada pela transversina baseados em uma ponte localizada na região metropolitana de Belo Horizonte, variando a quantidade de transversinas para uma mesma situação de carregamento. A mesma possui quatro longarinas espaçadas 4 metros entre si e responsáveis por vencer um vão de 35 metros, e sua seção transversal possuindo 13,25 metros. Utilizando o *software* da CSI específico para pontes, Bridge, a modelagem consistiu em quatro casos, primeiro sem transversina, conforme ilustrado na Figura 17, segundo com uma transversina no meio do vão, terceiro com três transversinas e o quarto com cinco.

Figura 17 - Modelo tridimensional SAP2000



Fonte: Fulgêncio, de Paula e Azevedo (2014).

Observaram um acréscimo na rigidez da estrutura com o aumento da quantidade de transversinas. Consequentemente maior uniformidade na distribuição das solicitações no tabuleiro, gerando menores deformações na ponte. Já na

longarina, o valor de momento fletor sofreu uma elevação com o aumento do número de transversinas de modo geral.

Pode-se notar que tanto no ramo acadêmico e também profissional, existem divergências quanto à função das transversinas, seja enrijecer a estrutura, diminuir esforços ou reduzir deformações, não se tem uma opinião unânime sobre quando se deve utilizar esse elemento. Apesar de haver parâmetros estrangeiros, não se tem experimentos e/ou comprovações numéricas quanto à efetividade desse componente nas estruturas de pontes, o que dá mais motivação para a elaboração deste trabalho.

4 METODOLOGIA

Primeiramente, foi fundamental realizar revisões bibliográficas, e assim, possuir um referencial teórico capaz de auxiliar na avaliação da influência das transversinas em pontes. De acordo com Gil (2008), a pesquisa bibliográfica é desenvolvida a partir de material já elaborado, constituído principalmente de livros e artigos científicos.

4.1 Métodos Aplicados

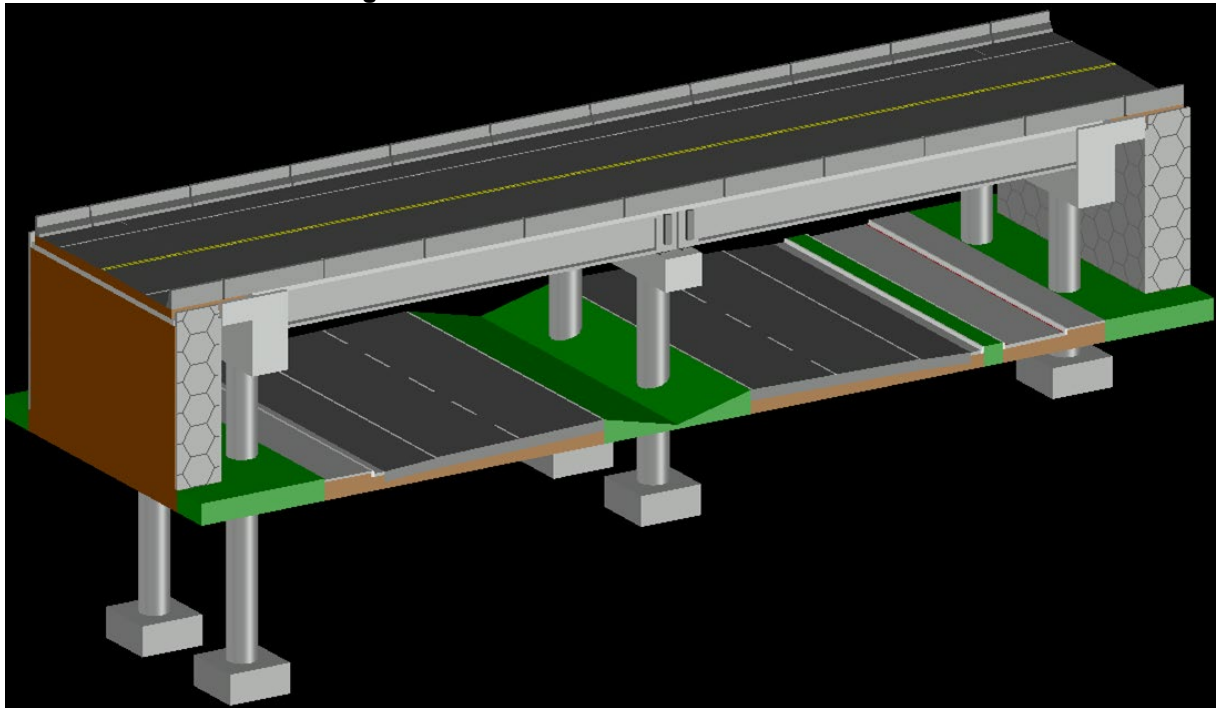
Pode-se classificar essa pesquisa como qualitativa e quantitativa. Qualitativa pois se preocupa com aspectos da realidade que não podem ser quantificados, e quantitativa pois dá ênfase na objetividade, analisando dados numéricos obtidos (GERHARDT e SILVEIRA, 2009).

4.2 Descrição da Ponte em Estudo

Este estudo é baseado em um caso real de um viaduto projetado para a cidade de Cariacica/ES. Conforme as classificações citadas no capítulo 2.5, trata-se de um viaduto rodoviário, de utilização permanente, feito de concreto armado e protendido. Seu desenvolvimento planimétrico é reto ortogonal, desenvolvimento altimétrico horizontal e o sistema estrutural da superestrutura é em vigas.

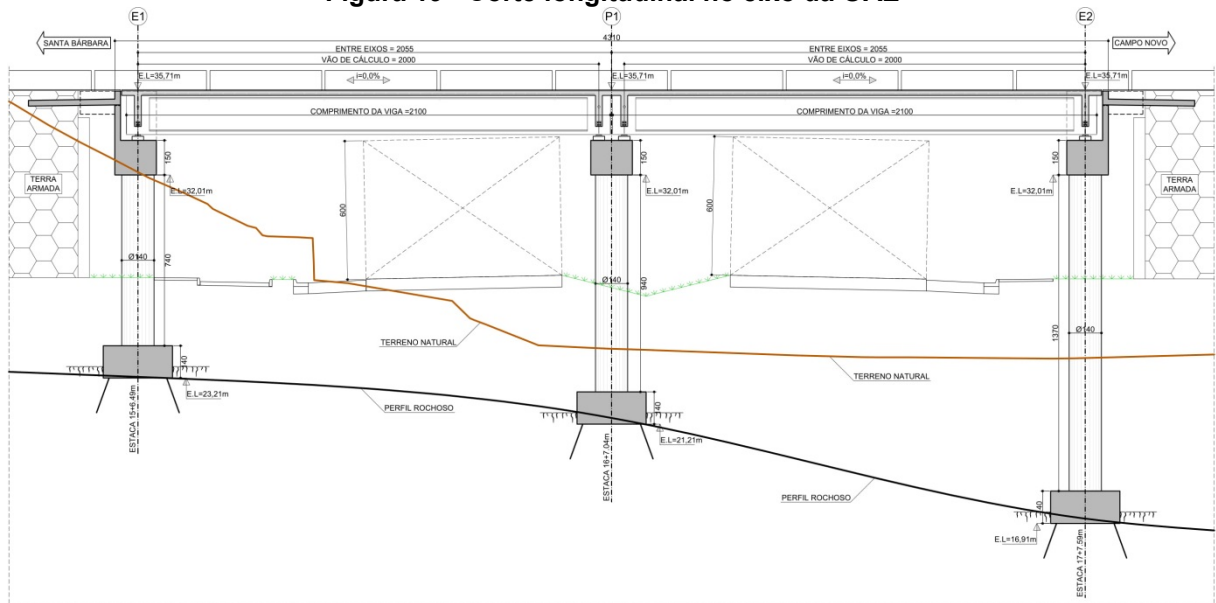
O viaduto possui dois vãos de 20 metros, totalizando um comprimento de 43,10 metros. Os vãos possuem cinco longarinas espaçadas a cada 2,65 metros, resultando em uma seção transversal de 11,20 metros, incluindo duas faixas de rolamento, dois acostamentos, além de barreiras New Jersey. A Figura 18 ilustra um modelo 3D do viaduto estudado, a Figura 19 mostra o corte longitudinal do viaduto, a Figura 20 apresenta a planta e a Figura 21 e a Figura 22 demonstram as seções transversais do apoio do encontro e intermediário, respectivamente. Todos esses projetos estão apresentados com maiores detalhes nos anexos A, B, C, D.

Figura 18 - Modelo 3D do viaduto estudado



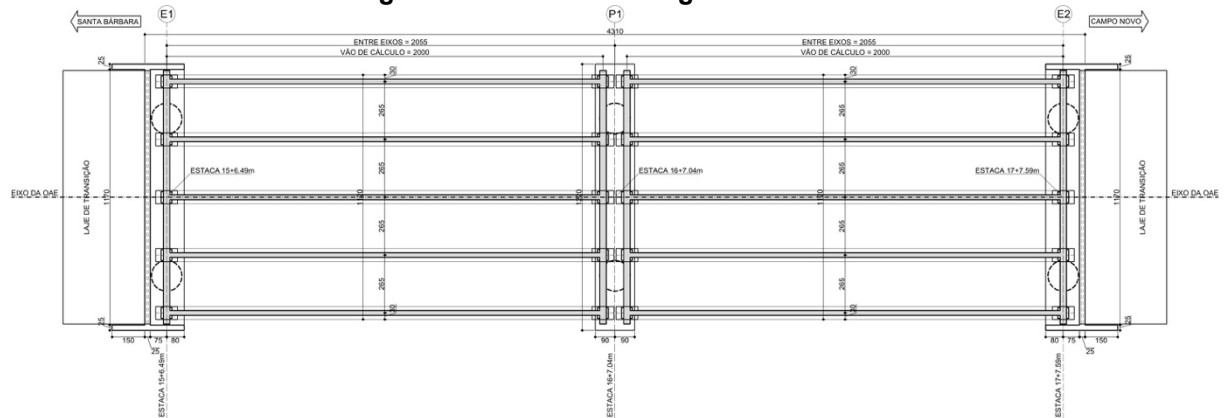
Fonte: Elaboração própria (2018).

Figura 19 - Corte longitudinal no eixo da OAE



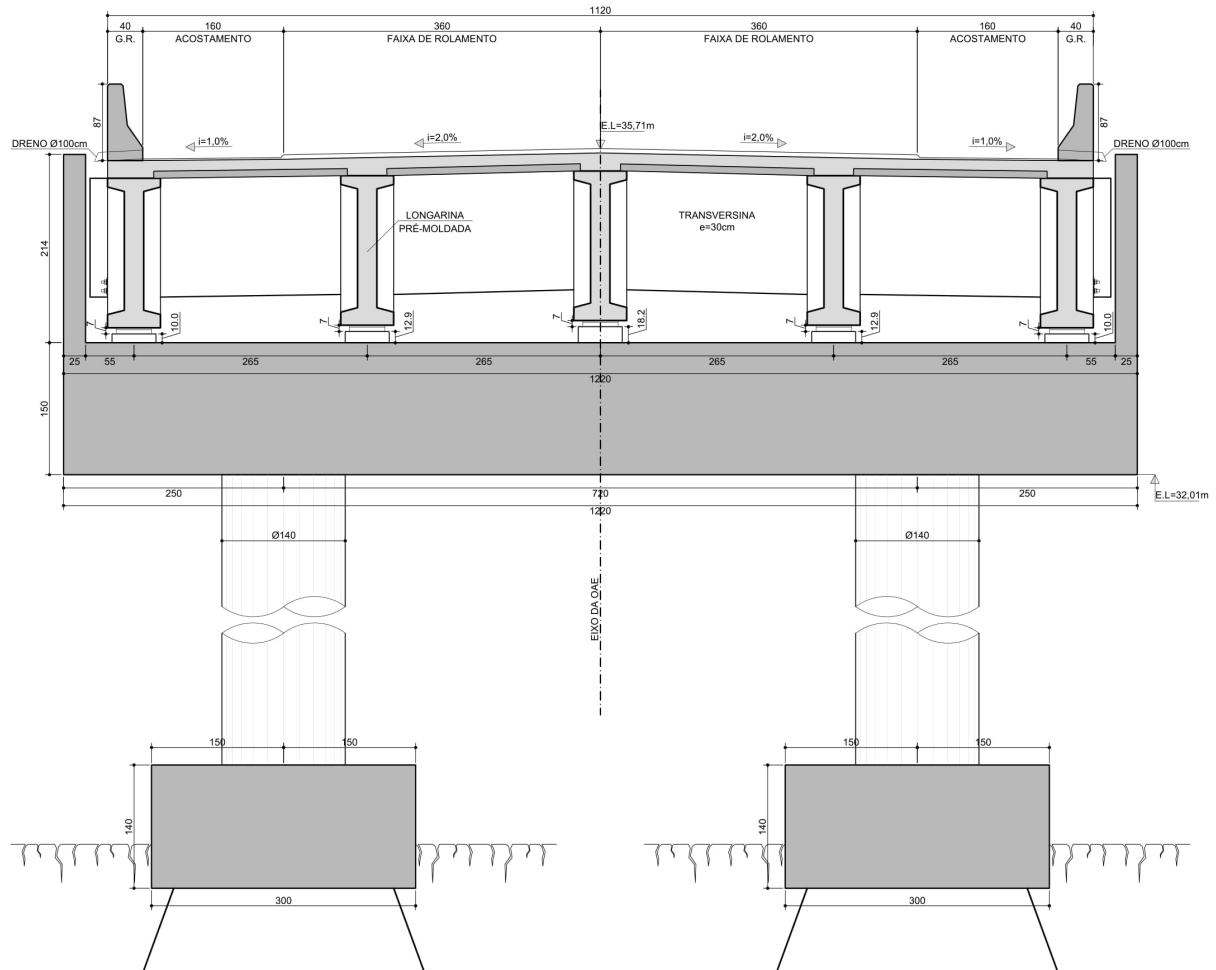
Fonte: Iguatemi Consultoria e Serviços de Engenharia LTDA (2017).

Figura 20 - Planta das longarinas da OAE



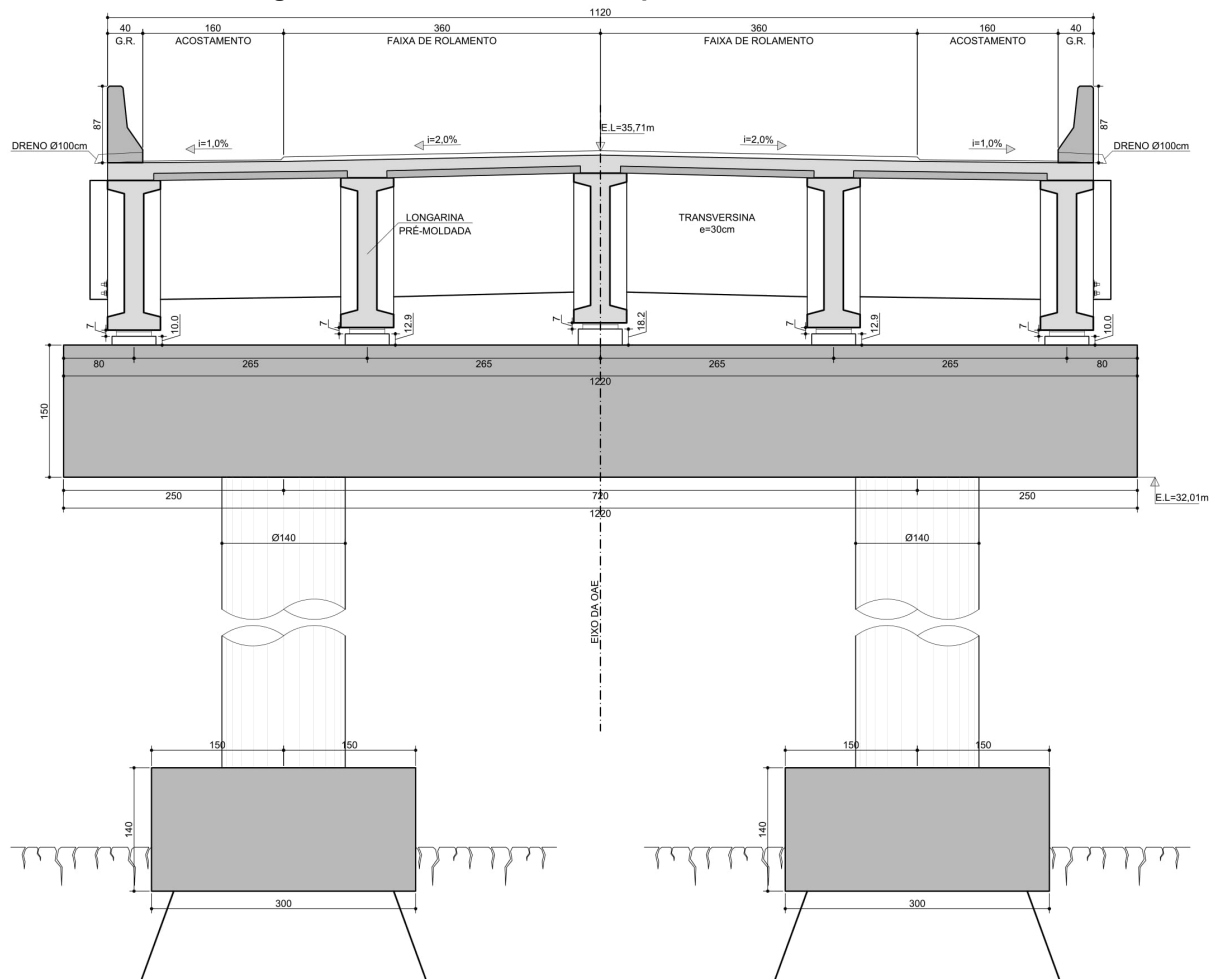
Fonte: Iguatemi Consultoria e Serviços de Engenharia LTDA(2017).

Figura 21 - Seção transversal apoio encontro da OAE



Fonte: Iguatemi Consultoria e Serviços de Engenharia LTDA (2017).

Figura 22 - Seção transversal apoio intermediário da OAE



Fonte: Iguatemi Consultoria e Serviços de Engenharia LTDA (2017).

4.3 Cálculo das Ações

A seguir será apresentado como foram calculados todos os carregamentos presentes na ponte estudada.

4.3.1 Carregamentos Permanentes

As cargas devido ao peso próprio da estrutura e às barreiras serão consideradas o valor de 25 kN/m³, sendo a das barreiras transformada em um carregamento linear, calculado abaixo:

$$F_{GR} = 0,231225.25 \quad (22)$$

$$F_{GR} = 5,78 \text{ kN} / \text{m}$$

Já a pavimentação será considerada como sendo um carregamento distribuído de 24 kN/m³ pela espessura de cinco centímetros do revestimento e um

acréscimo de 2 kN/m² para atender prováveis recapeamentos, conforme demonstrado a seguir:

$$\begin{aligned} F_{pav} &= 24.0,05 + 2 \\ F_{pav} &= 1,2 + 2 \\ F_{pav} &= 3,2 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned} \quad (23)$$

No caso em estudo, o empuxo atuante nos encontros é estabilizado pela contenção do tipo terra armada em ambas as extremidades do viaduto, e abaixo da cota do pavimento acabado da via inferior, o mesmo encontra-se em equilíbrio, pois não existe a hipótese da retirada do solo do local.

4.3.2 Carregamentos Variáveis

Para a análise será considerada a carga móvel rodoviária padrão TB-450 definida pela NBR 7188 (2013), a qual é composta pelas cargas Q e q, concentradas e distribuída, respectivamente, sendo iguais aos valores característicos ponderados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA), abaixo calculados.

Ambos vãos possuem 20 metros de comprimento, logo:

$$\begin{aligned} CIV &= 1 + 1,06 \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad \forall 10m \leq Liv \leq 200m \\ CIV &= 1 + 1,06 \left(\frac{20}{20 + 50} \right) \\ CIV &= 1,30 \end{aligned} \quad (24)$$

O projeto estudado possui duas faixas, assim sendo:

$$\begin{aligned} CNF &= 1 - 0,05(n - 2) > 0,9 \\ CNF &= 1 - 0,05(2 - 2) \\ CNF &= 1 \end{aligned} \quad (25)$$

A obra em questão é em concreto, logo:

$$CIA = 1,25 \text{ para obras em concreto ou mistas.} \quad (26)$$

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

$$\begin{aligned}
 &CIV.CNF.CIA & (27) \\
 &1,30.1.1,25 \\
 &1,625
 \end{aligned}$$

As cargas horizontais devido à frenagem e/ou aceleração são calculadas a seguir considerando a seção transversal de 11,20 metros, e o comprimento total de laje da ponte de 42,50 metros.

$$\begin{aligned}
 Hf &= 0,25.B.L.CNF \geq 135kN & (28) \\
 Hf &= 0,25.11,20.42,50.1 \\
 Hf &= 119kN
 \end{aligned}$$

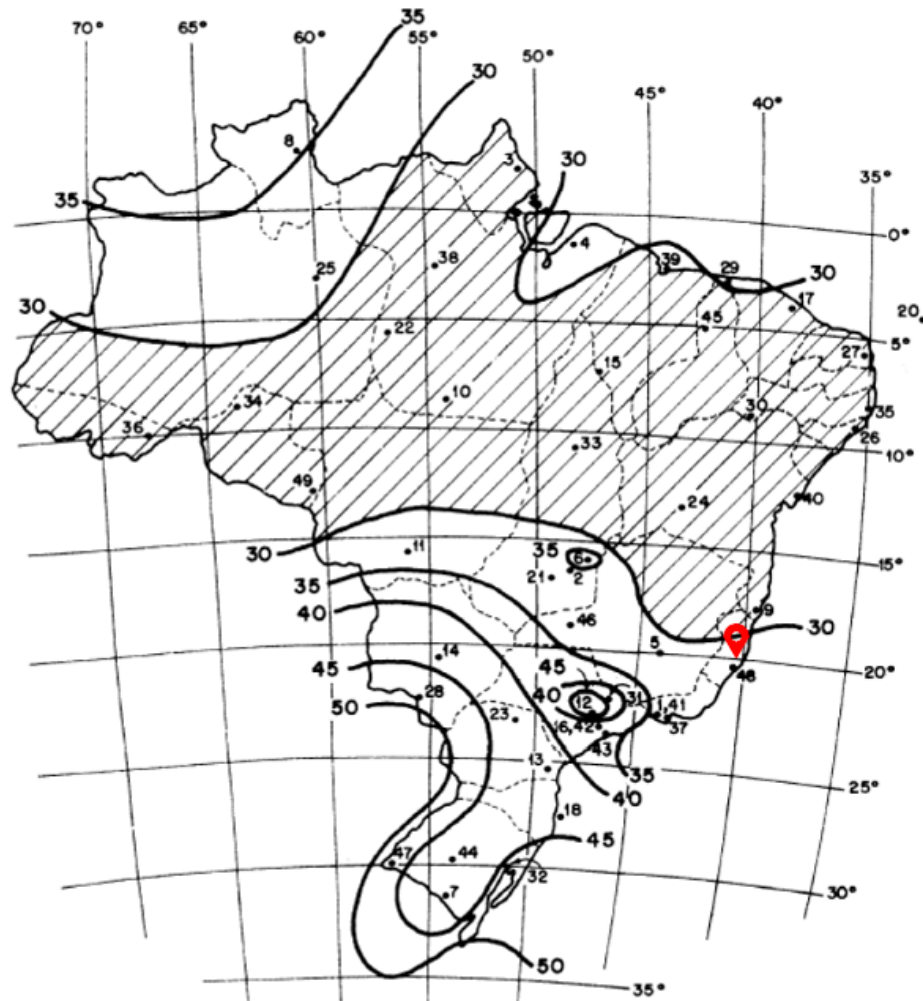
Conforme determina a NBR 7188 (2003), foi adotado o valor mínimo de 135 kN de carga total aplicada sobre o tabuleiro, sendo esse valor dividido pela área da laje, conforme demonstrado a seguir:

$$\begin{aligned}
 Hf &= \frac{135}{11,20.42,50} & (29) \\
 Hf &= 0,28kN / m^2
 \end{aligned}$$

A ação do vento incidente na estrutura será calculada conforme apresentado no capítulo 2.7.2.3. Para determinar a pressão dinâmica, foi adotado o pior caso para a velocidade básica do vento no local da construção, conforme a localização da obra e as isopletras da NBR 6123 (1988), Figura 23, o valor encontrado é:

$$V_0 = 35m / s \quad (30)$$

Figura 23 - Isopletas da velocidade básica do vento



Fonte: NBR 6123 (1988).

O terreno onde a obra será implantada é considerado plano ou fracamente acidentado, gerando um fator topográfico:

$$S_1 = 1,0 \quad (31)$$

A categoria considerada foi a I, para superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Sendo a classe B adotada, pois a maior dimensão da superfície frontal está entre 20 e 50 metros. Assim sendo, obtém-se o fator de rugosidade abaixo:

$$S_2 = b.F_r.\left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (32)$$

$$S_2 = 1,11.0,98.\left(\frac{10}{10}\right)^{0,065}$$

$$S_2 = 1,09$$

Onde:

b: parâmetro meteorológico;

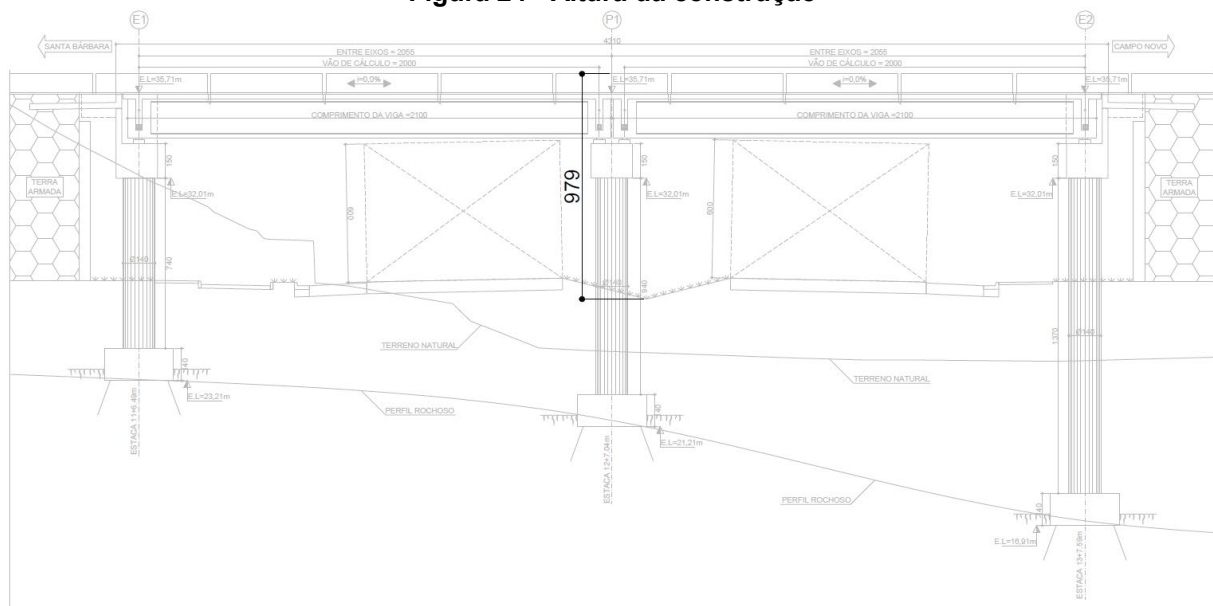
F_r : parâmetro meteorológico;

z: altura da edificação;

p: parâmetro meteorológico.

A Figura 24 demonstra a altura de 9,79 metros da ponte, porém foi adotado o valor de 10 metros nos cálculos como margem de segurança.

Figura 24 - Altura da construção



Fonte: Elaboração própria (2018).

Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva, assim sendo, foi adotado o grupo 1, com fator estático:

$$S_3 = 1,10 \quad (33)$$

Por fim, utilizando os coeficientes acima, obtêm-se a velocidade característica abaixo:

$$\begin{aligned} V_k &= V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \\ V_k &= 35 \cdot 1,0 \cdot 1,09 \cdot 1,10 \\ V_k &= 41,96 \text{ m/s} \end{aligned} \quad (34)$$

Sendo a pressão dinâmica do vento obtida através da velocidade característica calculada:

$$q_v = 0,613.V_k^2 \quad (35)$$

$$q_v = 0,613.41,96^2$$

$$q_v = 1,08 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Para determinação do coeficiente de arrasto, são feitas as seguintes relações, conforme a NBR 6123 (1988):

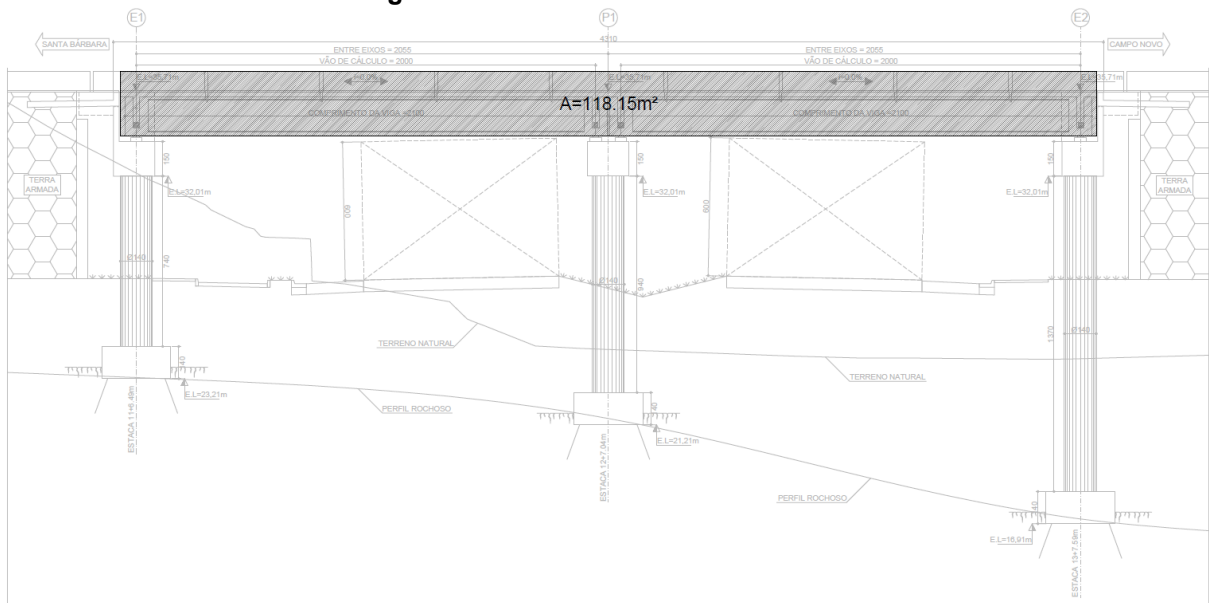
$$\frac{h}{L1} = \frac{10}{43,10} = 0,23 \quad (36)$$

$$\frac{L1}{L2} = \frac{43,10}{11,20} = 3,85 \quad (37)$$

Através do ábaco demonstrado na Figura 6, pode-se encontrar o coeficiente de arrasto aproximado, porém, para as relações encontradas não é possível determinar o coeficiente de arrasto, mas extrapolando os valores e aproximando para um maior valor, encontra-se:

$$C_a = 1,25 \quad (38)$$

Figura 25 - Área de influência do vento



Fonte: Elaboração própria (2018).

Considerando a área de influência do vento de 118,15 metros quadrados, conforme a Figura 25, calcula-se por fim, a força de arrasto do vento:

$$F_a = q_v \cdot C_a \cdot A_e \quad (39)$$

$$F_a = 1,08 \cdot 1,25 \cdot 118,15$$

$$F_a = 159,50 \text{ kN}$$

$$F_a = 3,75 \text{ kN / m}$$

4.3.3 Combinação Analisada

Na Tabela 1 é apresentado um resumo dos carregamentos calculados para a ponte estudada.

Tabela 1 - Resumo das ações

PP	Peso Componentes Estrutura	25,00 kN/m ³
	Guarda-Rodas	5,78 kN/m
	Pavimentação	3,20 kN/m ²
TB	Coefficientes de Ponderação	1,625
	Carga Móvel Concentrada	75 kN
	Carga Móvel Distribuída	5 kN/m ²
-	Frenagem e/ou Aceleração	0,28 kN/m ²
	Vento	3,75 kN

Fonte: Elaboração própria (2018).

Apesar de terem sido calculados todos os carregamentos presentes na ponte, será considerado nos modelos estudados somente as cargas verticais, sendo para ações permanentes o peso dos componentes estruturais, guarda-rodas e pavimentação, e como ação variável as cargas do TB-450, majoradas. Utilizando a combinação última normal, onde os coeficientes de ponderação das ações foram extraídos da NBR 8681(2003), conforme Tabela 2 e Tabela 3, resultando na expressão a seguir:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (40)$$

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

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

Tabela 2 - Coeficiente de ponderação das 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 permanentes.

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: NBR 8681 (2003).

Tabela 3 - Coeficiente de ponderação das 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: NBR 8681 (2003).

5 MODELAGEM NUMÉRICA

A utilização do MEF em projetos estruturais de pontes além da expressiva diminuição no tempo, facilita e possibilita análises mais complexas, permitindo uma verificação integrando lajes, longarinas, transversinas, pilares e fundações. Entretanto, a sua utilização exige conhecimentos fundamentais da grande variabilidade de considerações a serem feitas, pois pequenas variações na modelagem podem ocasionar em diferenças significativas nos resultados da análise (SANTOS, SOTELINO e FILHO, 2015).

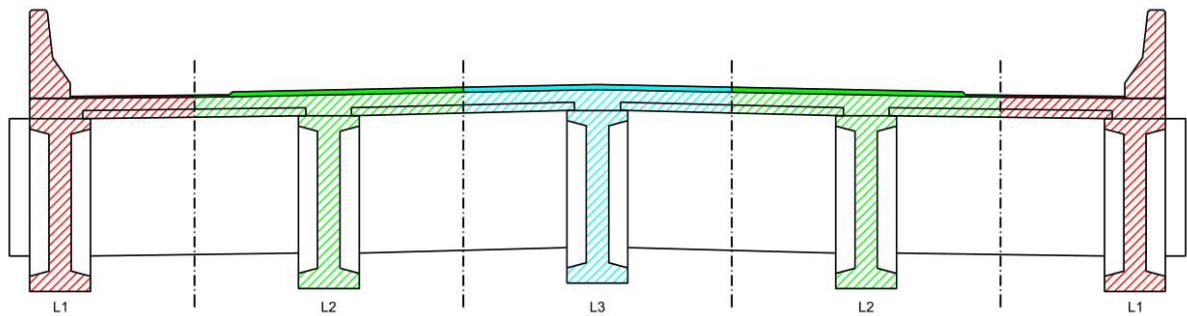
5.1 FTOOL

A partir do projeto apresentado no capítulo 4.2, foi feita uma análise simplificada utilizando o programa FTOOL, idealizando as longarinas como vigas biapoiadas, e com um carregamento uniformemente distribuído pela área de influência das vigas. Apesar do modelo não integrar os demais elementos componentes da estrutura da ponte, é um modelo mais simples, de fácil modelagem, e possui a finalidade de apresentar resultados em que se possa confiar (obter ordem de grandeza dos esforços), antes de partir para modelos mais sofisticados, utilizando o MEF.

Como a ponte possui cinco longarinas e simetria transversal, as mesmas foram denominadas de L1, para as longarinas das extremidades, L2, representando a segunda longarina de cada lado, e, L3 sendo a longarina central. Dessa forma, cada longarina recebe sua parcela de carga.

Através da área de influência por longarina, como ilustrado na Figura 26, foi determinado o carregamento devido ao peso próprio da ponte, conforme a Tabela 4, para posteriormente inserir no modelo longitudinal de cada longarina individualmente.

Figura 26 - Áreas de influência por longarina



Fonte: Elaboração própria (2019).

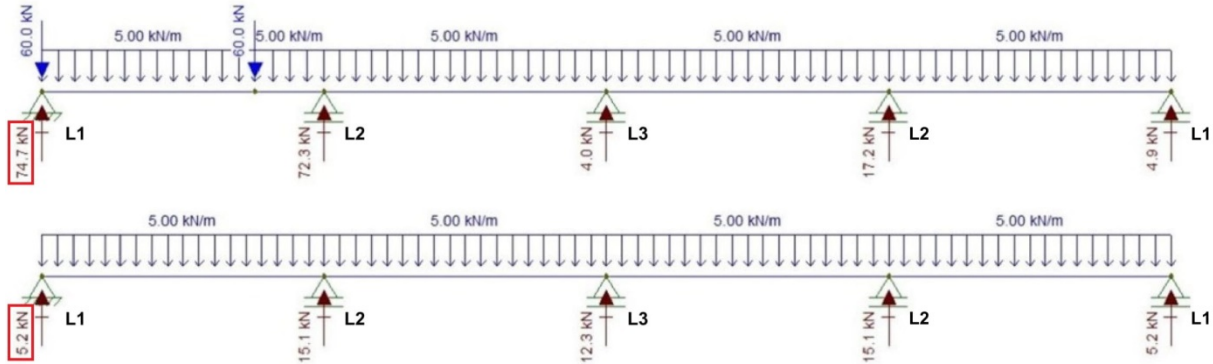
Tabela 4 - Cálculo do peso próprio por longarina

LONGARINA	A_{CA} (m^2)	γ_{CA} (kN/m^3)	E_{asf} (m)	L_{asf} (m)	γ_{asf} (kN/m^3)	Adicional (kN/m^2)	g (kN/m)
L1	1,04	25,0	0,05	1,625	24,0	2,0	31,3
L2	1,03	25,0	0,05	2,65	24,0	2,0	34,1
L3	1,02	25,0	0,05	2,65	24,0	2,0	34,1

Fonte: Elaboração própria (2019).

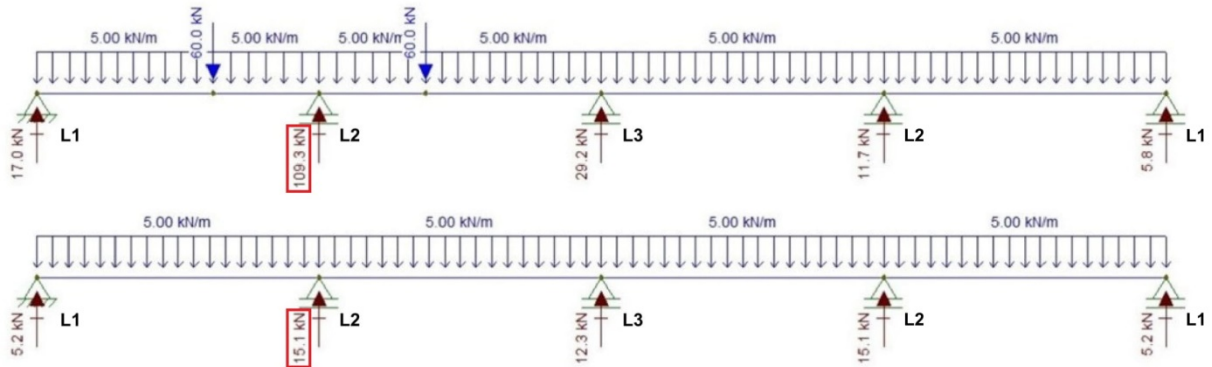
Ainda considerando a seção transversal da ponte, foram feitas duas seções no trem-tipo, uma passando pela carga concentrada e outra somente pelo carregamento distribuído, para determinar, através das reações, os valores da carga móvel concentrada e de multidão equivalente por longarina. Na Figura 27, Figura 28 e Figura 29 estão ilustrados os casos mais desfavoráveis para longarina L1, L2 e L3, respectivamente.

Figura 27 - Seção transversal - carga móvel longarina 1



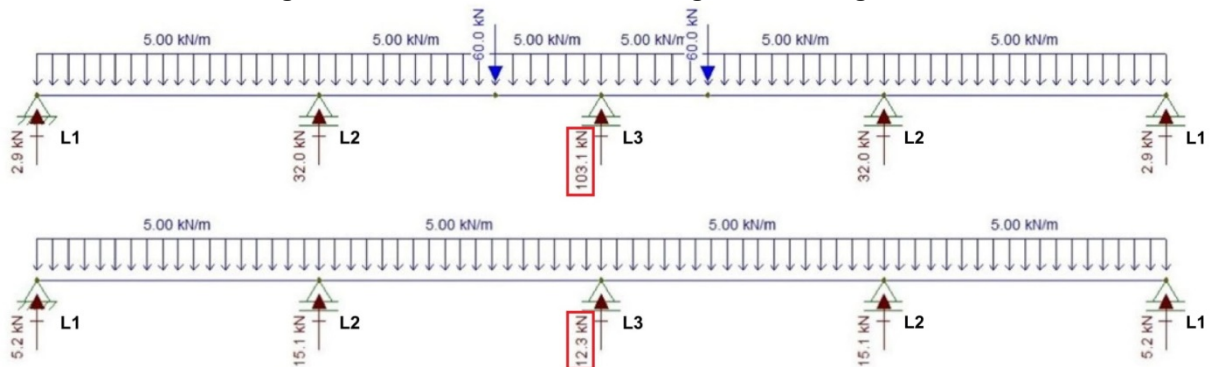
Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 28 - Seção transversal - carga móvel longarina 2



Fonte: Elaboração própria (2019).

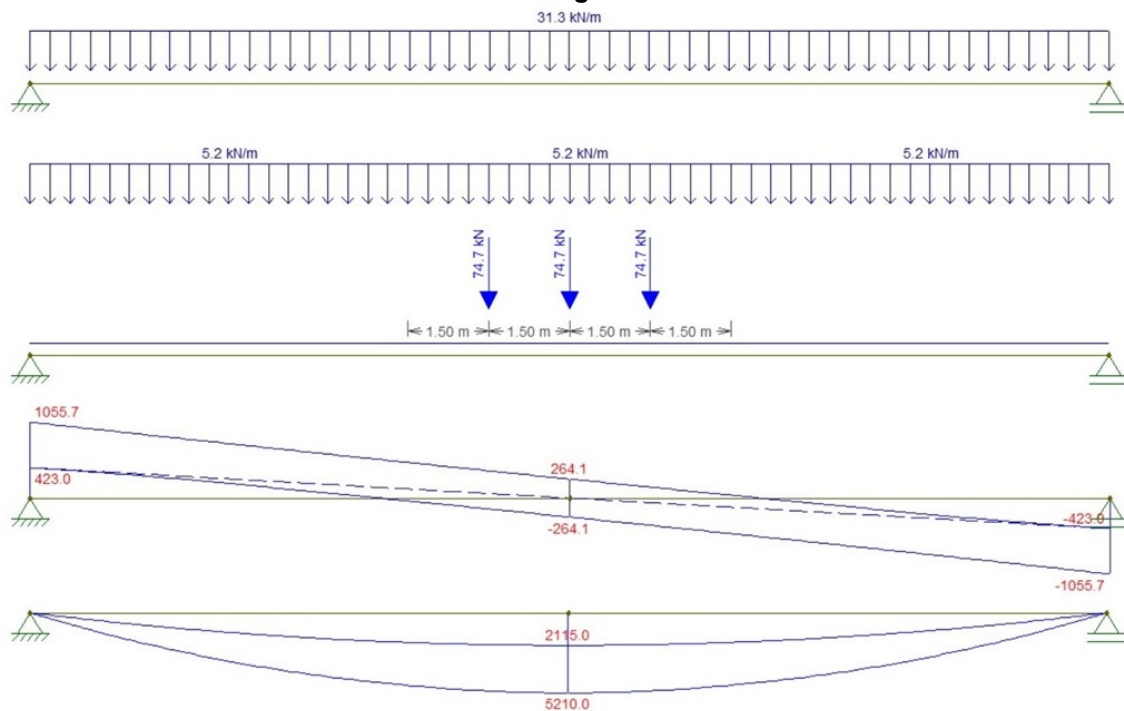
Figura 29 - Seção transversal - carga móvel longarina 3



Fonte: Elaboração própria (2019).

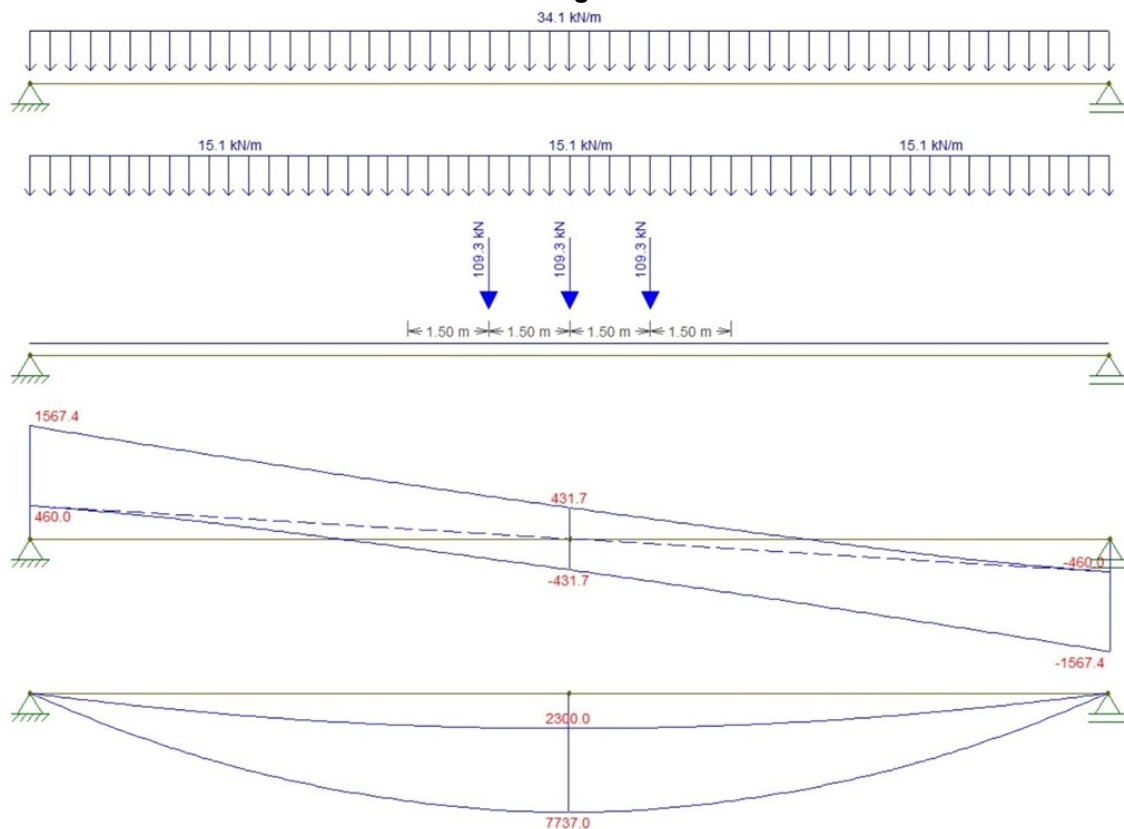
Após a análise transversal, avança-se para a análise longitudinal das longarinas individualmente, utilizando os valores de carregamento permanente demonstrados na Tabela 4 e móvel sendo as reações destacadas na Figura 27, Figura 28 e Figura 29, a fim de obter os esforços atuantes por longarina. As envoltórias ilustradas a seguir foram feitas usando a combinação de carregamentos conforme citado no capítulo 4.3.3, ou seja, $1,35PP + 1,5TB$.

Figura 30 - Carregamento permanente, carga móvel, envoltória de esforço cortante e momento fletor longitudinal 1



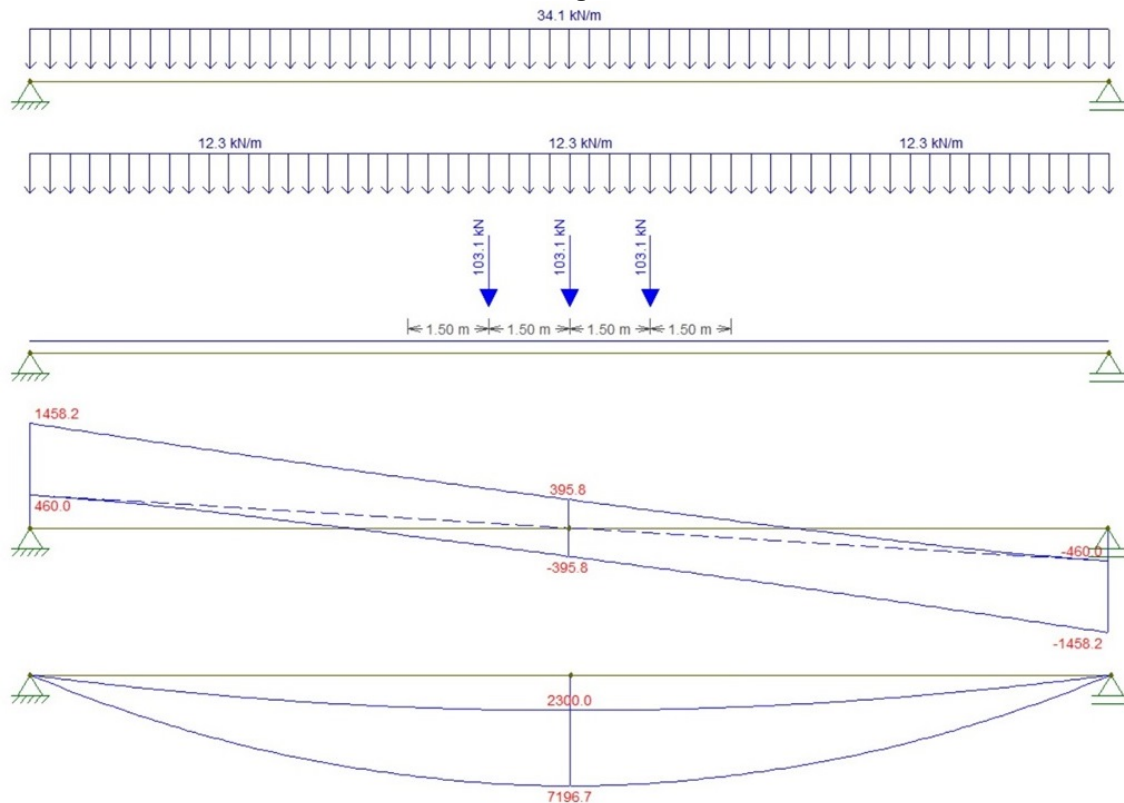
Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 31 - Carregamento permanente, carga móvel, envoltória de esforço cortante e momento fletor longitudinal 2



Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 32 - Carregamento permanente, carga móvel, envoltória de esforço cortante e momento fletor longarina 3



Fonte: Elaboração própria (2019).

Na Tabela 5 é possível visualizar um resumo dos valores dos carregamentos utilizados em cada longarina e os respectivos resultados obtidos para a combinação usada.

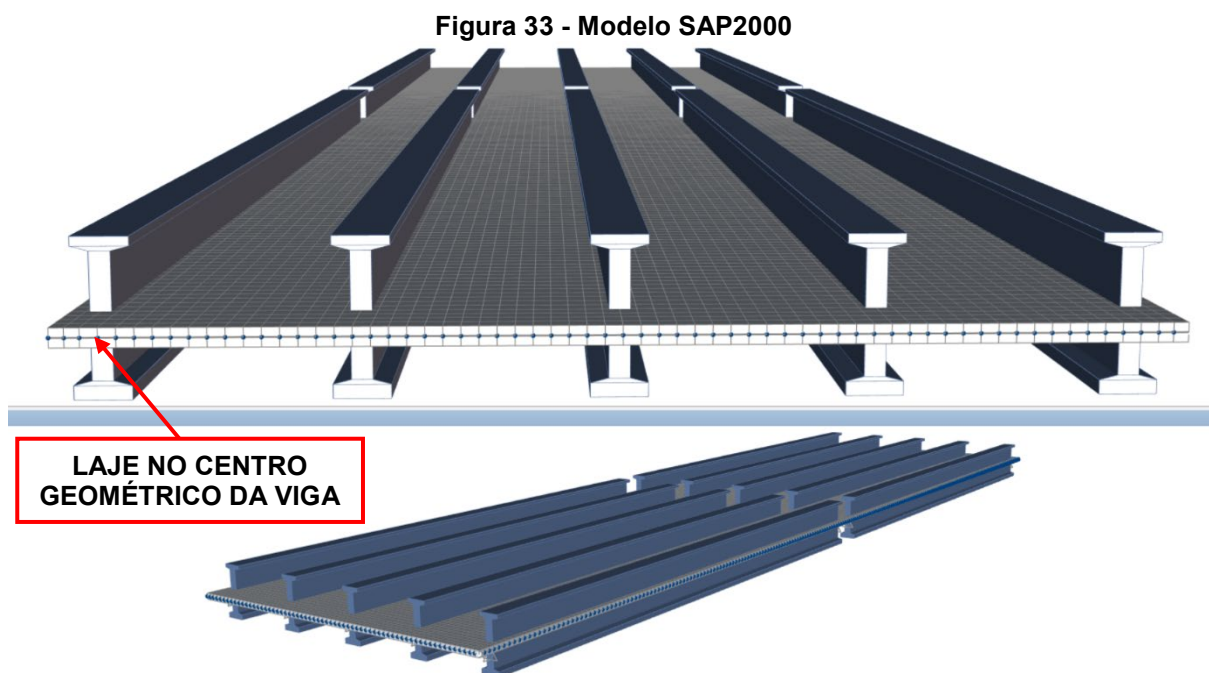
Tabela 5 - Resumo FTOOL

LONGARINA	g (kN/m) (Permanente)	P (kN) (TB-450)	p (kN/m) (Multidão)	M _{MÁX.} (kN.m)	V _{MÁX.} (kN)
L1	31,3	74,7	5,2	5210,0	1055,7
L2	34,1	109,3	15,1	7737,0	1567,4
L3	34,1	103,1	12,3	7196,7	1458,2

Fonte: Elaboração própria (2019).

5.2 SAP2000

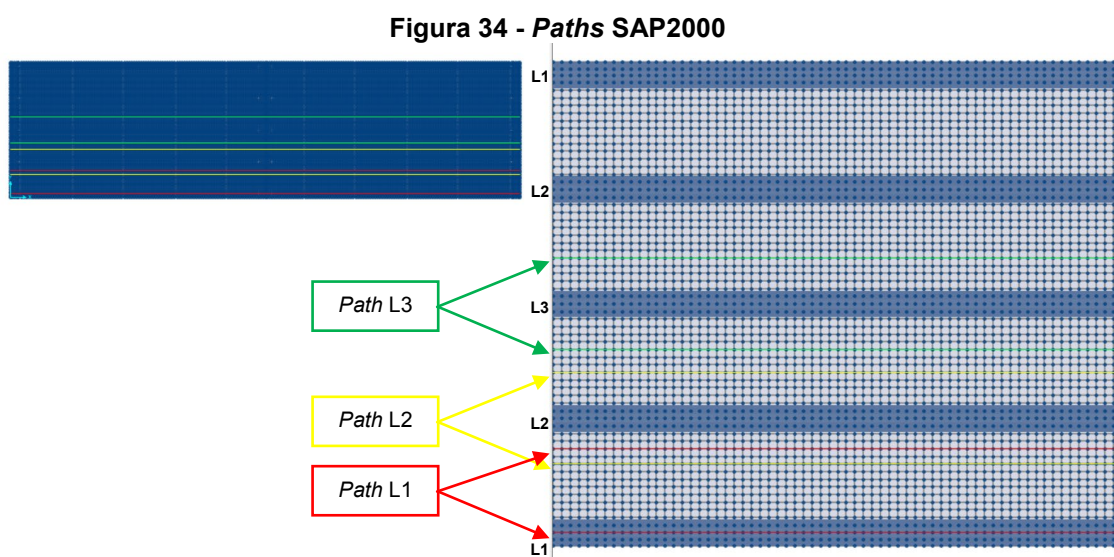
A superestrutura do projeto apresentado na seção 4.2 deste trabalho foi modelada no *software* SAP2000 v.20, o qual considera a laje apoiada no centro geométrico da viga, como demonstrado na Figura 33.



Fonte: Elaboração própria (2019).

Inicialmente foi criado o material constituinte da ponte, e em seguida os perfis de cada elemento. Sendo utilizado a *frame* para a longarina, e *shell* para a laje. Todo o modelo foi elaborado de forma manual.

A *path*, que é o caminho por onde a carga concentrada do trem-tipo vai se deslocar, foi feita utilizando o mesmo critério usado no FTOOL, a posição mais desfavorável dos dois eixos do trem-tipo. Conforme a Figura 34, para a L1 foi considerado a *path* vermelha, para L2 a amarela e para L3 a verde.



Fonte: Elaboração própria (2019).

As ações foram inseridas no modelo, sendo adotado 25 kN/m^3 para o peso próprio da estrutura, para a pavimentação foi atribuído $3,2 \text{ kN/m}^2$ em toda a

laje, já o guarda-rodas foi adotado 5,78 kN/m vertical em cada extremidade transversal ao longo da ponte. A carga de multidão igual a 5 kN/m² foi distribuída em toda a laje, e devido a isso, o carregamento concentrado do TB-450 foi considerado homogeneizado, com valor por roda igual a 60 kN.

As análises dos esforços atuantes por longarina foram feitas combinando os carregamentos conforme a equação 40 (1,35+1,5TB), considerando os coeficientes de majoração para as cargas móveis. Também levando em conta que cada longarina possui sua *path*, ou seja, seu posicionamento transversal da carga móvel concentrada do TB-450.

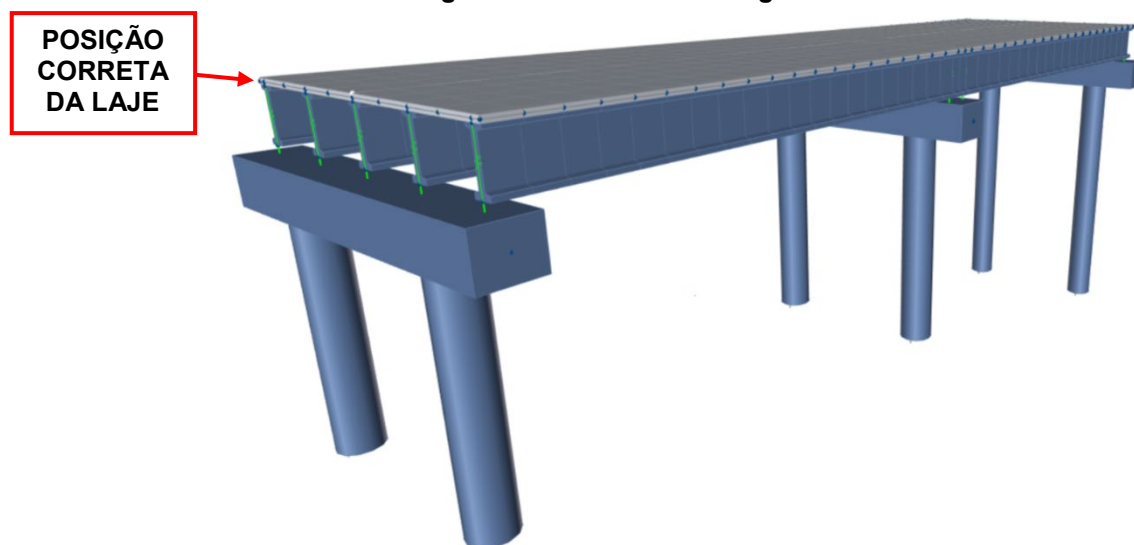
5.3 CSiBridge

O modelo feito no CSiBridge, programa específico para pontes, considera os elementos estruturais, a citar, laje, longarina e transversinas, nas posições que se encontram no projeto de formas, fazendo a interação estrutural entre todos os componentes da ponte. As análises estudadas serão restritas a superestrutura, sem verificar pilares, como também as fundações, devido ao fato de as transversinas influenciarem pouquíssimo na meso e infraestrutura.

O programa é mais dinâmico e automatizado, sendo todo o modelo criado atribuindo parâmetros. Primeiro foi definido o traçado da ponte, sendo reto ortogonal e altimétrico horizontal, posteriormente foi definido a *lane*, que é a área da pista onde a carga móvel concentrada irá se deslocar, sendo em toda a laje.

O material constituinte da ponte foi criado, bem como os perfis das longarinas, travessas e pilares. Após o tipo de seção transversal da ponte ser escolhido e preenchido os respectivos valores, as condições de contorno dos apoios e das fundações foram atribuídas, bem como determinada as alturas e posições dos pilares, gerando o modelo ilustrado na Figura 35, sendo que a laje fica posicionada corretamente, diferente do modelo do SAP2000, Figura 33.

Figura 35 - Modelo CSiBridge



Fonte: Elaboração própria (2019).

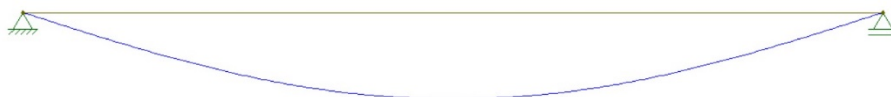
Assim que o modelo foi gerado, os carregamentos foram atribuídos fazendo as mesmas considerações feitas no programa SAP2000. Sendo considerado 25 kN/m^3 para o peso próprio dos elementos estruturais, $3,2 \text{ kN/m}^2$ em toda a laje para a pavimentação e $5,78 \text{ kN/m}$ nas extremidades da ponte como sendo o peso dos guarda-rodas. Para o carregamento móvel, foi considerado 5 kN/m^2 distribuído em toda a laje, e por isso, para o carregamento concentrado foi atribuído seis cargas de 60 kN para compor o TB-450. Os carregamentos foram combinados segundo a expressão desenvolvida no item 4.3.3 ($1,35\text{PP}+1,5\text{TB}$).

6 RESULTADOS E ANÁLISES - MODELOS SEM TRANSVERSINAS

As primeiras verificações consistem em avaliar os resultados obtidos entre os *softwares* FTOOL, SAP2000 e CSiBridge, ainda desconsiderando a influência das transversinas, para validação dos modelos numéricos. No programa FTOOL o modelo é baseado em vigas biapoiadas, no SAP2000 é um modelo simplificado, que não leva em conta a excentricidade entre os componentes da superestrutura e, por último, no CSiBridge, um modelos admitindo os elementos em suas posições reais indicadas no projeto de formas da Figura 21.

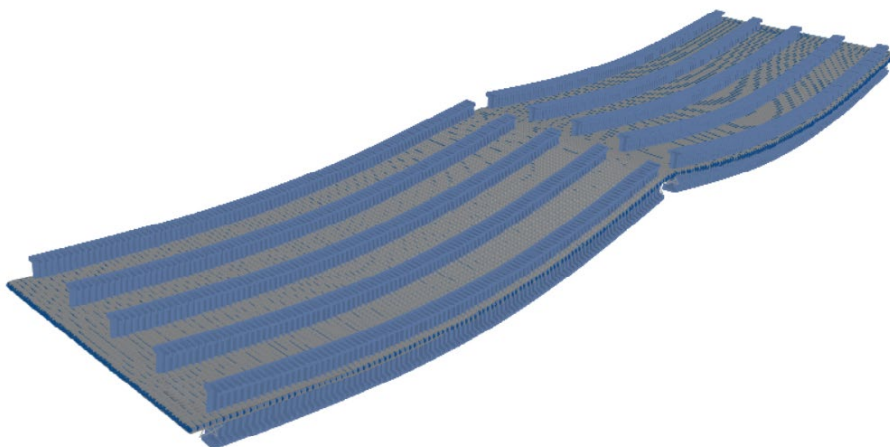
As deformadas estão ilustradas de forma qualitativa na Figura 36 (FTOOL), Figura 37 (SAP2000) e Figura 38 (CSiBridge), ratificando que os carregamentos foram lançados corretamente e a deformação se deu a favor da gravidade, como já era esperado.

Figura 36 - Deformada FTOOL



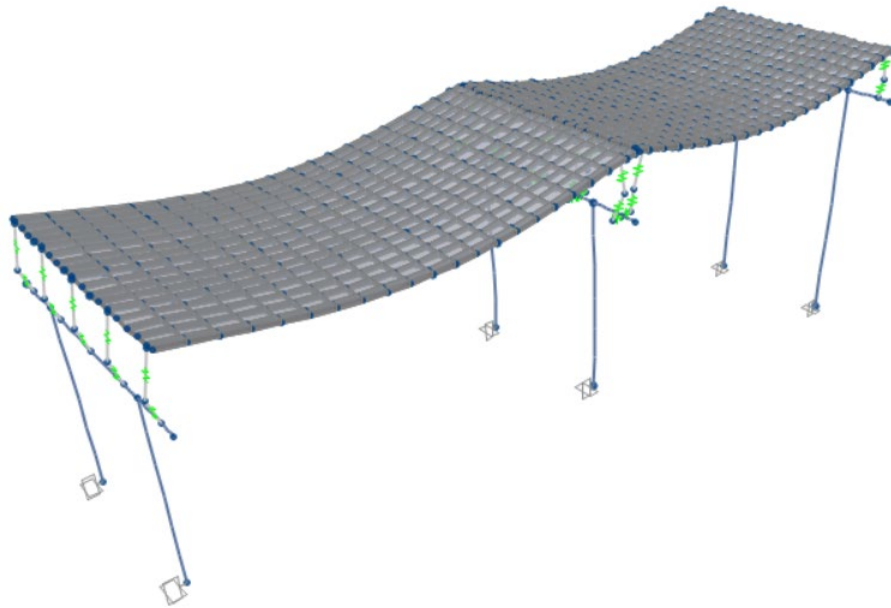
Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 37 - Deformada SAP2000



Fonte: Elaboração própria (2019).

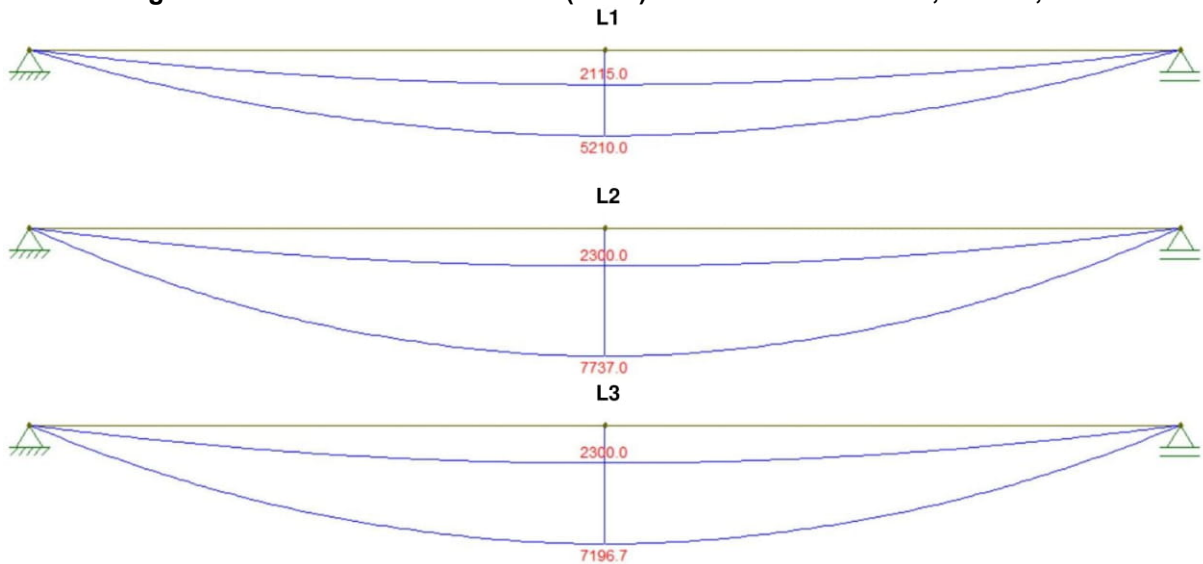
Figura 38 - Deformada CSiBridge



Fonte: Elaboração própria (2019).

A Figura 39, Figura 40 e Figura 41 ilustram as envoltórias de momento fletor para os 3 (três) modelos estudados, desconsiderando a presença de transversina, para a combinação 1,35PP+1,5TB, conforme item 4.3.3.

Figura 39 - Momento fletor FTOOL (kN.m) - Sem transversina - 1,35PP+1,5TB

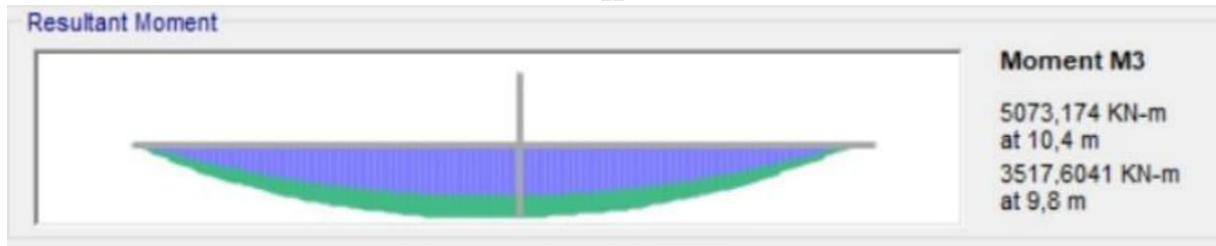


Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 40 - Momento fletor SAP2000 (kN.m) - Sem transversina - 1,35PP+1,5TB
L1



L2

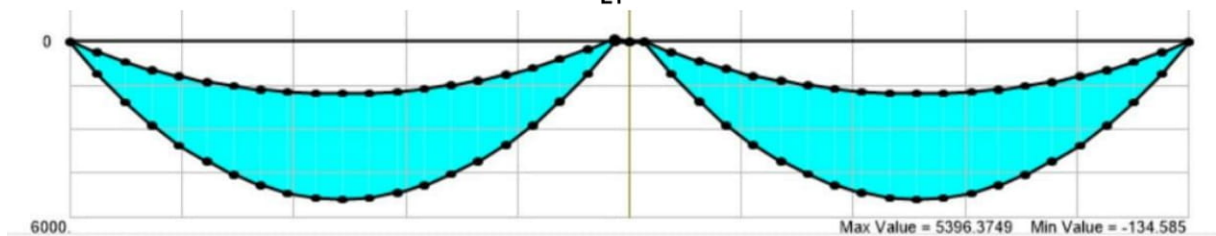


L3

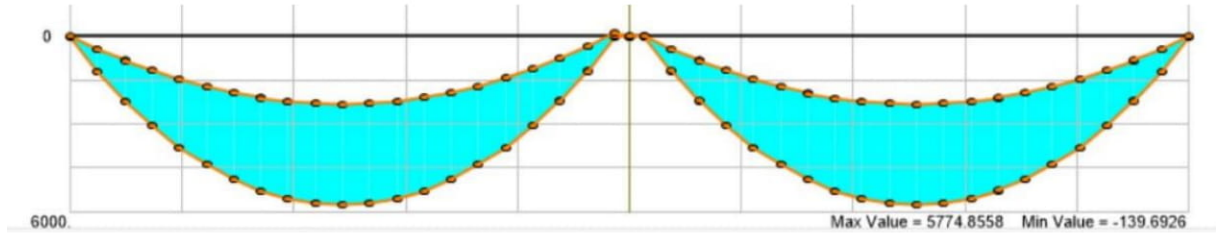


Fonte: Elaboração própria (2019).

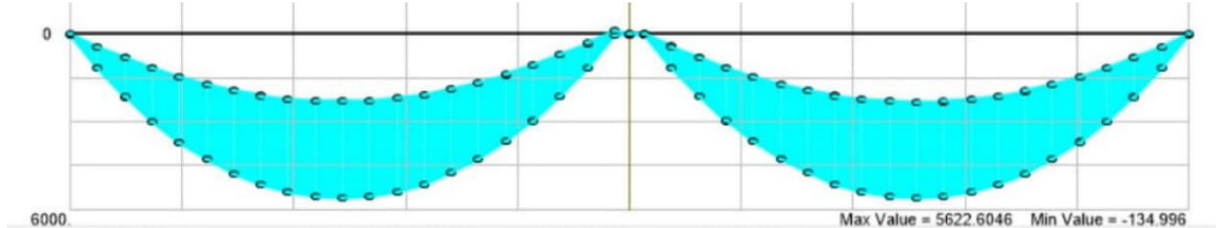
Figura 41 - Momento fletor CSiBridge (kN.m) - Sem transversina - 1,35PP+1,5TB
L1



L2



L3



Fonte: Elaboração própria (2019).

Na Tabela 6, bem como no Gráfico 1, são apresentados os valores máximos de momentos fletores das modelagens feitas sem a presença de

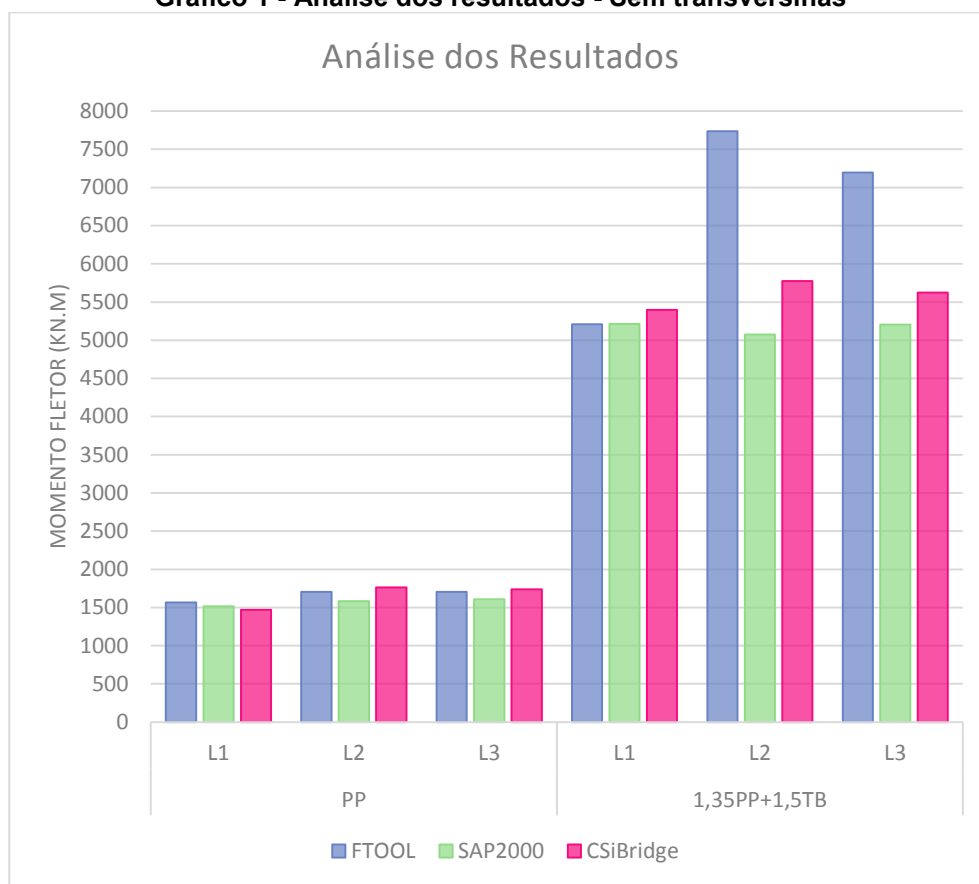
transversina, considerando somente o peso próprio da ponte, e também utilizando combinação conforme citado no capítulo 4.3.3 (1,35PP+1,5TB).

Tabela 6 - Análise dos resultados de momento fletor (kN.m) - Sem transversinas

PROGRAMA	PP			1,35PP+1,5TB		
	L1	L2	L3	L1	L2	L3
FTOOL	1565,0	1705,0	1705,0	5210,0	7737,0	7196,7
SAP2000	1517,7555	1585,1361	1606,9903	5212,0754	5073,1740	5203,2362
CSiBridge	1471,3751	1763,4938	1739,1389	5396,3749	5774,8558	5622,6046

Fonte: Elaboração própria (2019).

Gráfico 1 - Análise dos resultados - Sem transversinas



Fonte: Elaboração própria (2019).

O FTOOL é uma ferramenta de fácil modelagem, como também de análises mais simples, não levando em consideração a presença da laje interligada com a viga e colaborando na mesa comprimida. Por conta disso, pode-se notar que os momentos fletores são maiores quando comparados aos do SAP2000 e CSiBridge, o que já era esperado. Por isso, trata-se de um modelo que pode ser utilizado em projeto, pois fornece valores a favor da segurança, além de validar os resultados da análise numérica.

O SAP2000 resultou em momentos inferiores quando comparados ao FTOOL e CSiBridge, pelo fato da laje estar posicionada no centro geométrico da viga e não no topo da longarina, gerando um pouco de insegurança para o dimensionamento. Já o CSiBridge posiciona a laje corretamente em relação as longarinas, o que se mostra a melhor alternativa em termos de modelagem entre as 3 (três) apresentadas neste trabalho. Os valores de momentos são menores se comparados ao FTOOL, o que já era esperado, pois faz uma análise integrada em longarinas e laje (mesa colaborante).

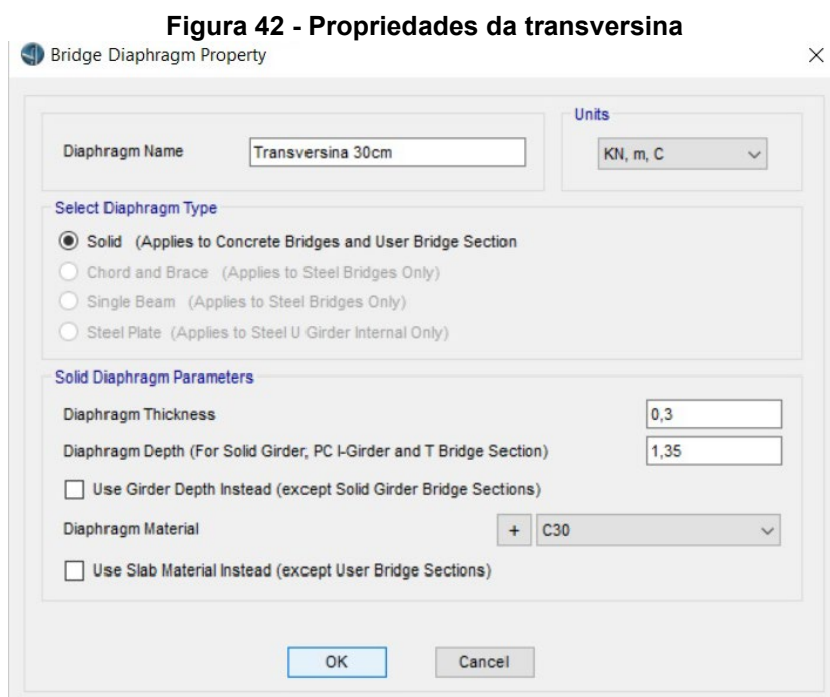
Assim sendo, o CSiBridge foi o adotado neste trabalho para analisar a influência das transversinas quanto ao comportamento da redistribuição dos esforços solicitantes.

7 INCLUSÃO DAS TRANSVERSINAS NAS ANÁLISES NUMÉRICAS

A partir das conclusões obtidas no capítulo 6, foram feitos os protótipos da ponte inserindo as transversinas para avaliar sua influência na redistribuição de esforços da ponte, utilizando o CSiBridge.

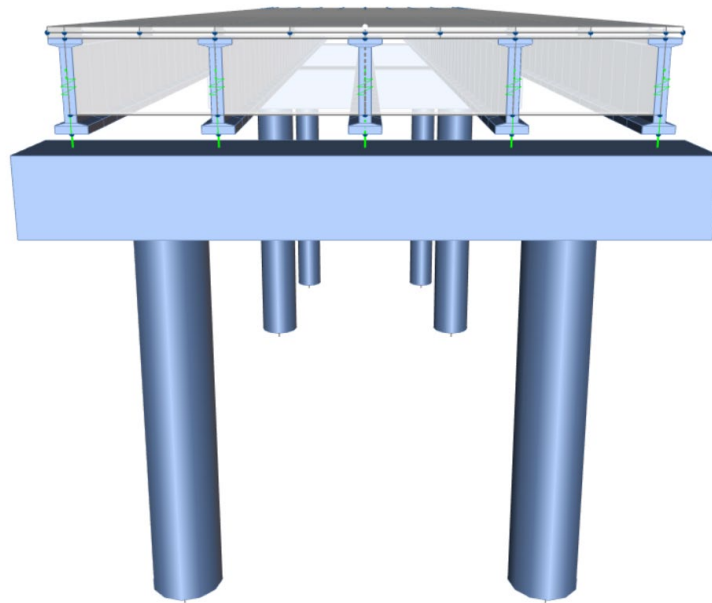
7.1 Modelagem no CSiBridge

As transversinas foram colocadas a partir do modelo criado conforme o capítulo 5.3. As propriedades do *diaphragm*, que é a transversina, foram definidas de acordo com a Figura 42, sendo as transversinas de apoio inseridas como ilustrado na Figura 43, e a transversina intermediária posicionada no meio do vão, gerando os modelos da Figura 44.



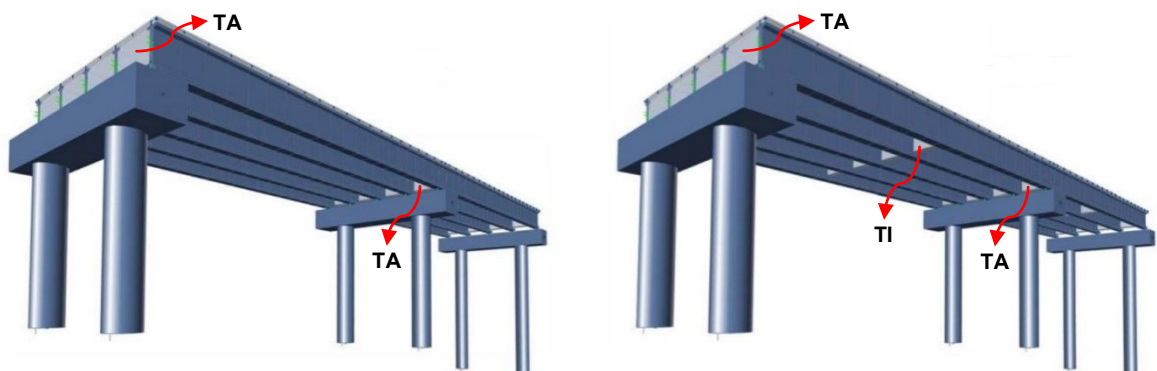
Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 43 - Transversina de apoio - CSiBridge



Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 44 - Modelos com transversinas - TA e TA+1TI - CSiBridge



Fonte: Elaboração própria (2019).

Todas as verificações feitas, tanto nas longarinas quanto no tabuleiro, foram baseadas na combinação demonstrada na equação 40 ($1,35PP+1,5TB$), também levando em consideração os coeficientes de majoração para as cargas móveis.

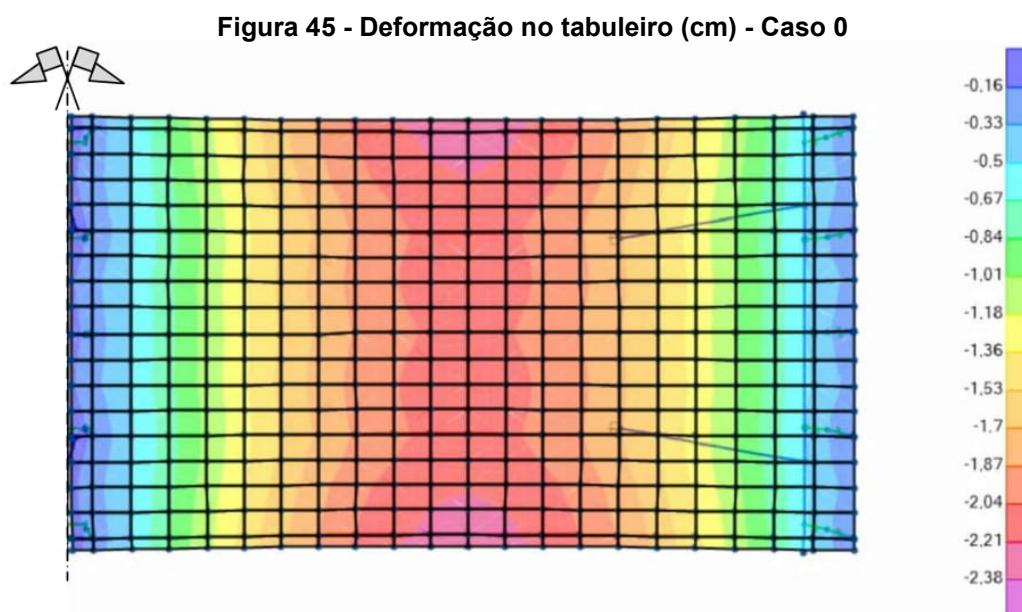
8 RESULTADOS E ANÁLISES - MODELOS COM TRANSVERSINAS

O estudo foi feito baseado em três casos, onde os modelos foram confeccionados conforme mencionado no capítulo 7.1, sendo o primeiro sem utilizar transversina, o segundo considerando apenas transversina de apoio (TA) e o terceiro com transversina de apoio e uma transversina intermediária (TI) posicionada no meio do vão.

A seguir as análises feitas diante de cada caso, salientando que os resultados são baseados em envoltórias de cargas decorrentes da simulação das diversas posições do trem-tipo.

- Caso 0 - Sem transversina:

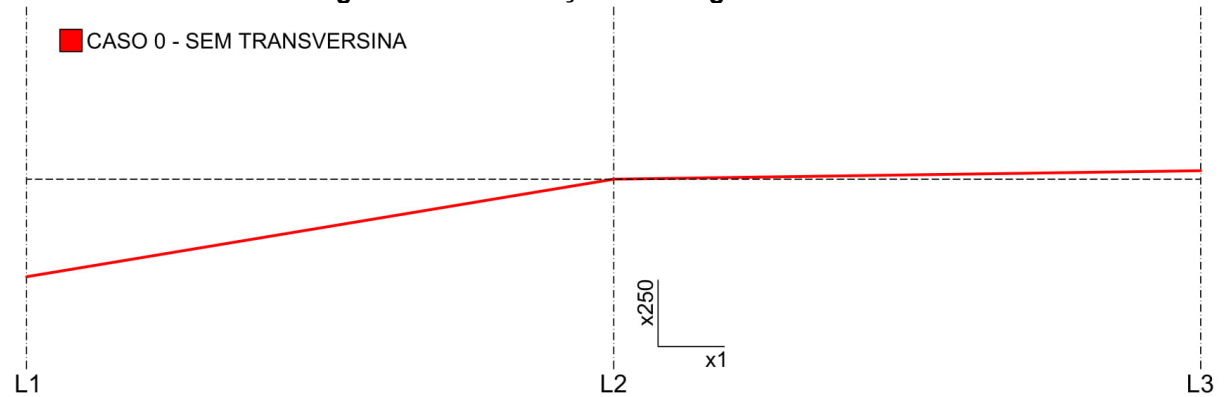
A Figura 45 representa a deformação no tabuleiro sem a presença de transversina, onde é possível notar uma maior deformidade no meio do vão, sendo mais expressiva nas laterais.



Avaliando a Figura 46 e considerando o comportamento global da estrutura, é notório que apesar de a longarina L1 receber menos momento fletor, conforme ilustrado na Figura 41, ela deforma mais por possuir menor momento de inércia em relação as demais (menor mesa colaborante), e também em função de o seu posicionamento na seção transversal estar no balanço do pórtico. Já a longarina L2 recebe mais momento que a longarina L3, de acordo com o Gráfico 1

(CSiBridge), porém não deforma na mesma proporção por estar mais próxima do apoio.

Figura 46 - Deformação nas longarinas - Caso 0

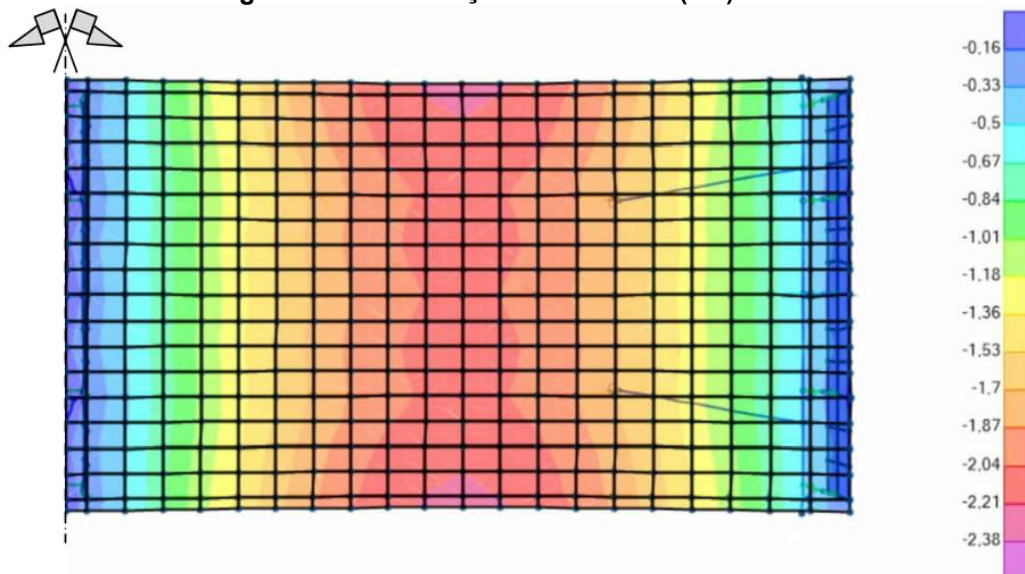


Fonte: Elaboração própria (2019).

- Caso 1 - TA:

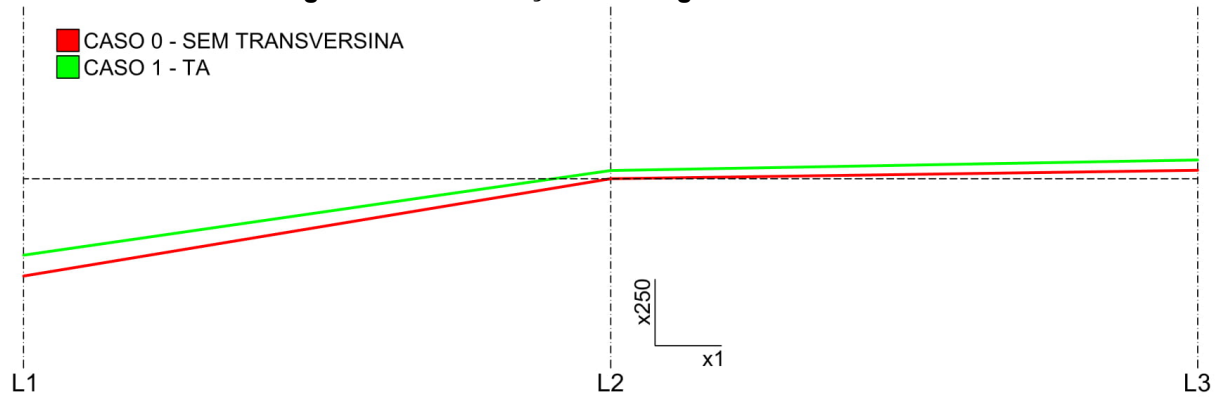
A transversina no apoio possui pouca influência na deformidade máxima do tabuleiro, como ilustra a Figura 47, bem como nas flechas das longarinas, demonstrado na Figura 48. Isso ocorre pois acrescenta rigidez na seção transversal no apoio, porém não chega a afetar o meio do vão, onde possui deformações e momentos fletores máximos, verificado na Figura 49. Pode-se observar na Figura 50, que as deformações na transversina são insignificantes, pois as cargas “caminham” direto para os apoios.

Figura 47 - Deformação no tabuleiro (cm) - Caso 1



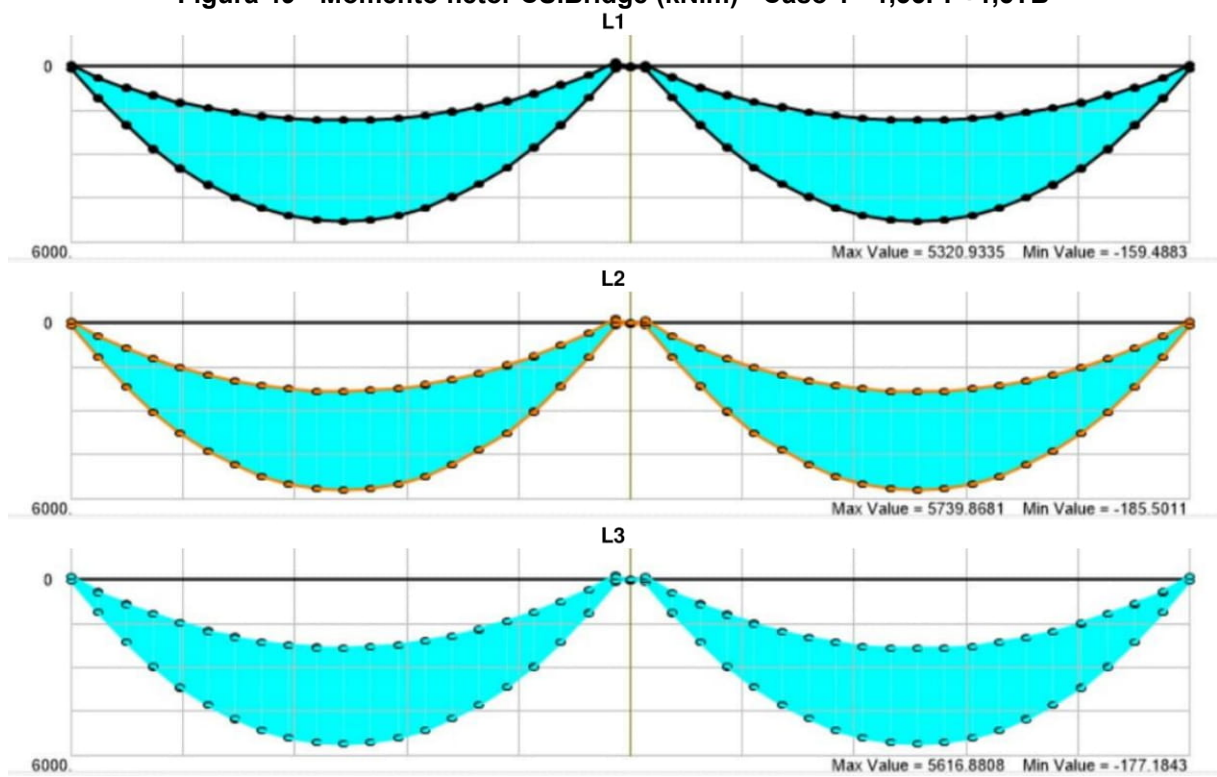
Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 48 - Deformação nas longarinas - Casos 0 e 1



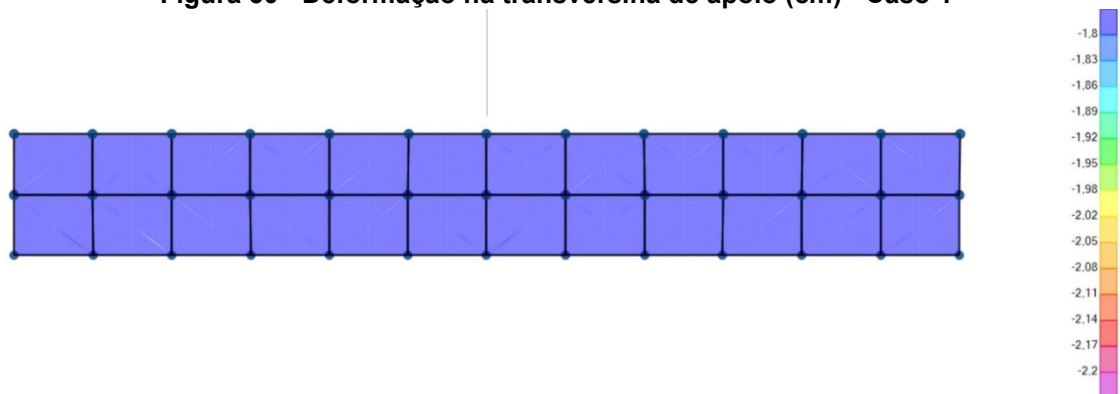
Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 49 - Momento fletor CSiBridge (kN.m) - Caso 1 - 1,35PP+1,5TB



Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 50 - Deformação na transversina de apoio (cm) - Caso 1

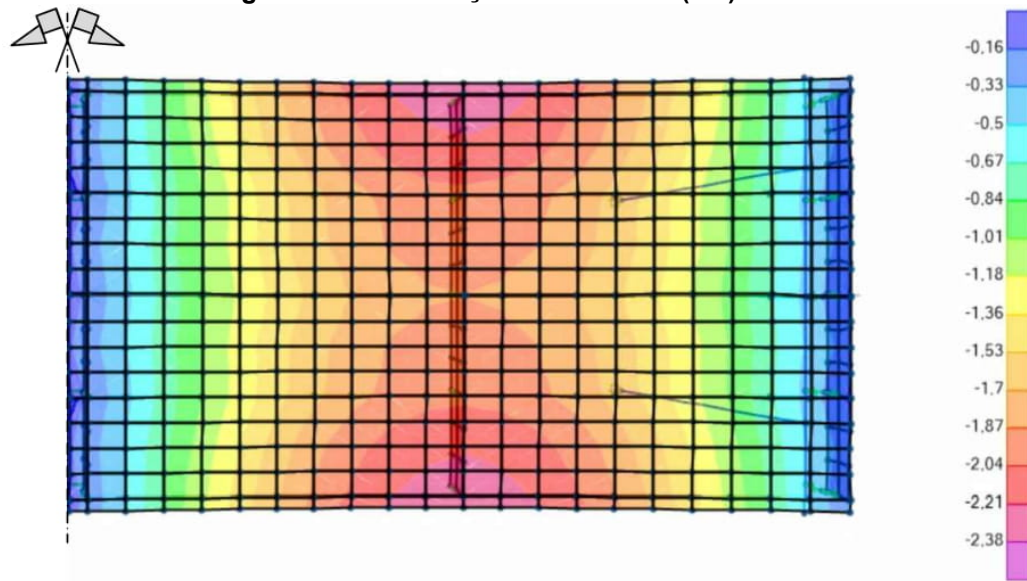


Fonte: Elaboração própria (2019).

- Caso 2 - TA+1TI no meio do vão:

Quando a transversina é inserida no meio do vão, a longarina L3 é a mais favorecida pela rigidez transversal, e na medida que avança para a extremidade essa rigidez diminui. Portanto, ao posicionar uma transversina no local de momentos e deformações máximas, é possível observar uma redução na deformidade do centro do tabuleiro e um aumento nas laterais, como mostra a Figura 51 se comparada com a Figura 47.

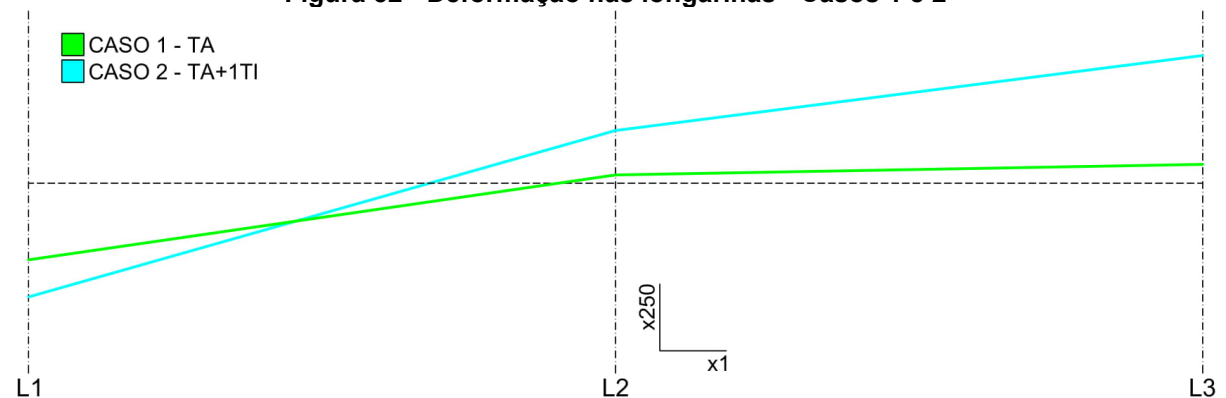
Figura 51 - Deformação no tabuleiro (cm) - Caso 2



Fonte: Elaboração própria (2019).

Portanto, em consequência da compatibilização dos deslocamentos entre as vigas principais, é visível na transversina intermediária (TI) um comportamento semelhante a uma “gangorra”, pois aumenta os esforços na viga lateral (L1) e diminuem na longarina do meio (L3), de acordo com a Figura 52.

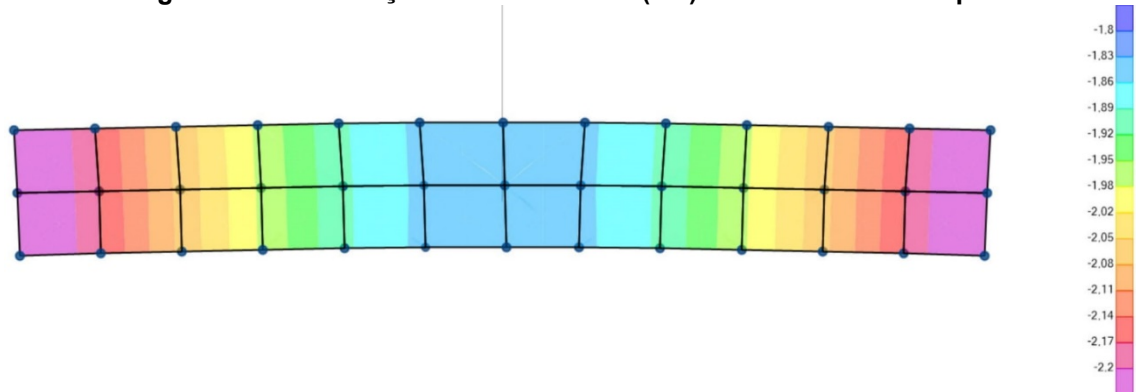
Figura 52 - Deformação nas longarinas - Casos 1 e 2



Fonte: Elaboração própria (2019).

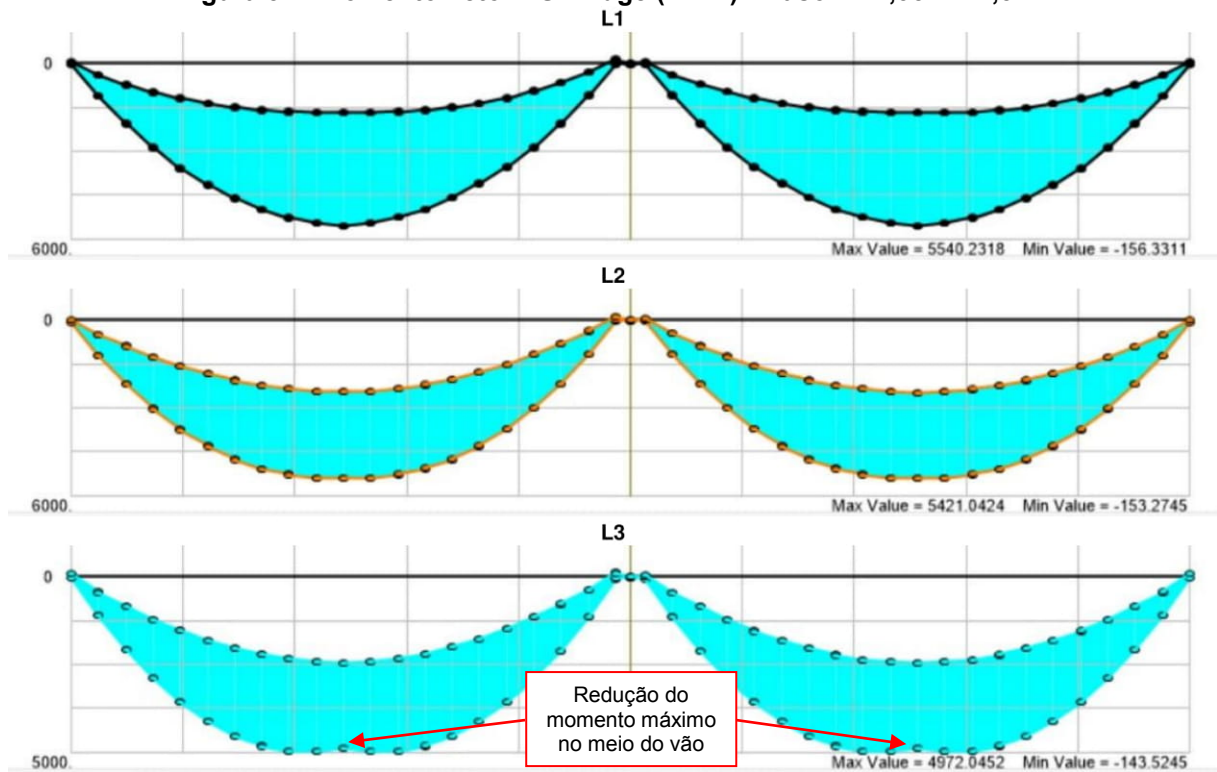
A Figura 53 ilustra a deformação da transversina no meio do vão, ratificando o acontecimento da redução na flecha da longarina central e aumento da externa. Da mesma forma, justifica o fato de existir uma redução pontual do momento no meio do vão, deslocando para cima o momento máximo da longarina L3 (análogo a uma carga de baixo para cima), conforme a Figura 54.

Figura 53 - Deformação na transversina (cm) - Caso 2 - 10 m do apoio



Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 54 - Momento fletor CSiBridge (kN.m) - Caso 2 - 1,35PP+1,5TB



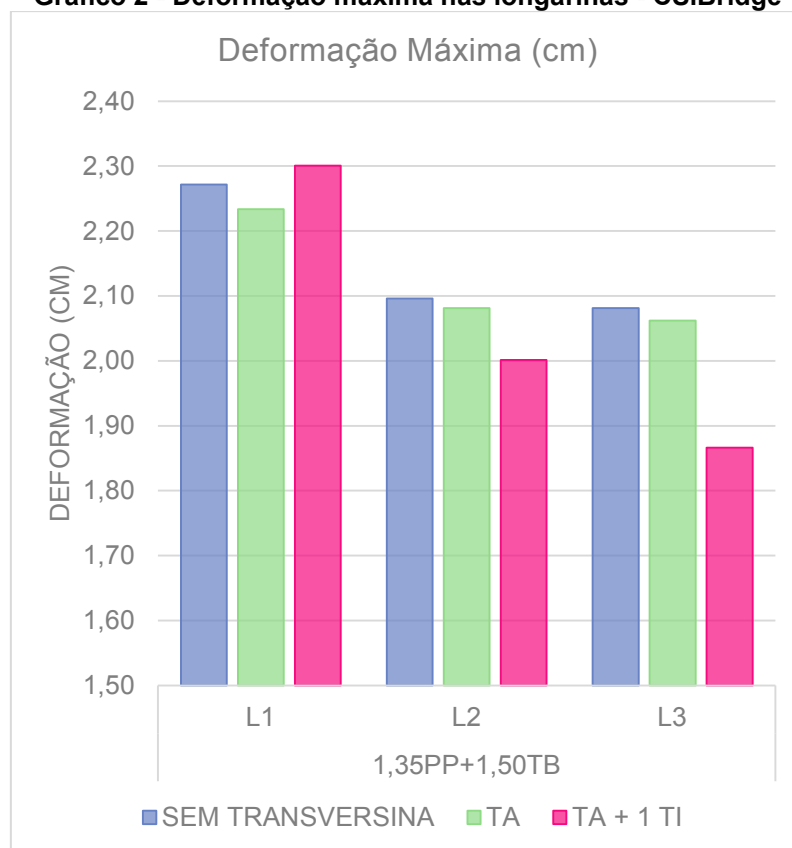
Fonte: Elaboração própria (2019).

Os valores das deformações elásticas máximas em cada longarina, para as hipóteses verificadas, constam na Tabela 7 e estão representadas no Gráfico 2.

Tabela 7 - Deformação máxima nas longarinas - CSiBridge

Deformação Máxima (cm)			
CASO	1,35PP+1,50TB		
	L1	L2	L3
SEM TRANSVERSINA	2,2717	2,0960	2,0811
TA	2,2339	2,0812	2,0622
TA + 1 TI	2,3006	2,0013	1,8664

Fonte: Elaboração própria (2019).

Gráfico 2 - Deformação máxima nas longarinas - CSiBridge

Fonte: Elaboração própria (2019).

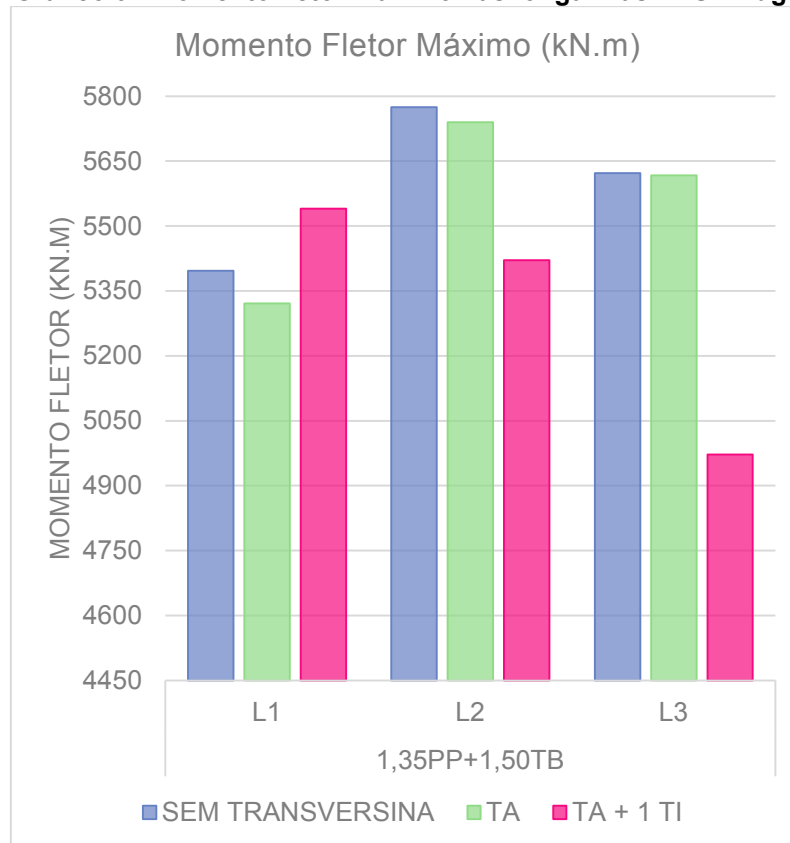
Dessa forma, é possível visualizar que a transversina de apoio (TA) não influenciou significativamente nas flechas das longarinas. Entretanto, ao inserir uma transversina intermediária (TI) no meio do vão, ocorreu uma alteração mais relevante nos deslocamentos das vigas principais, sendo uma redução considerável da deformação da L3 e ao mesmo tempo um aumento na L1.

Os resultados obtidos de momento fletor máximo por longarina, para cada caso citado anteriormente, estão demonstrados na Tabela 8 e ilustrados no Gráfico 3. Destacando que são valores máximos, não sendo necessariamente no meio do vão, como acontece para a longarina L3 no caso 2 (TA+1TI).

Tabela 8 - Momento fletor máximo nas longarinas - CSiBridge

Momento Fletor Máximo (kN.m)			
CASO	1,35PP+1,50TB		
	L1	L2	L3
SEM TRANSVERSINA	5396,3749	5774,8558	5622,6046
TA	5320,9335	5739,8681	5616,8808
TA + 1 TI	5540,2318	5421,0424	4972,0452

Fonte: Elaboração própria (2019).

Gráfico 3 - Momento fletor máximo nas longarinas - CSiBridge

Fonte: Elaboração própria (2019).

Assim sendo, é notório que a transversina de apoio (TA) não gerou uma variação expressiva nos valores de momentos máximos das vigas principais. Em contrapartida, quando posicionada uma transversina intermediária (TI) no meio do vão, ocorreu uma elevação dos esforços na longarina lateral (L1) e redução significativa na viga central (L3).

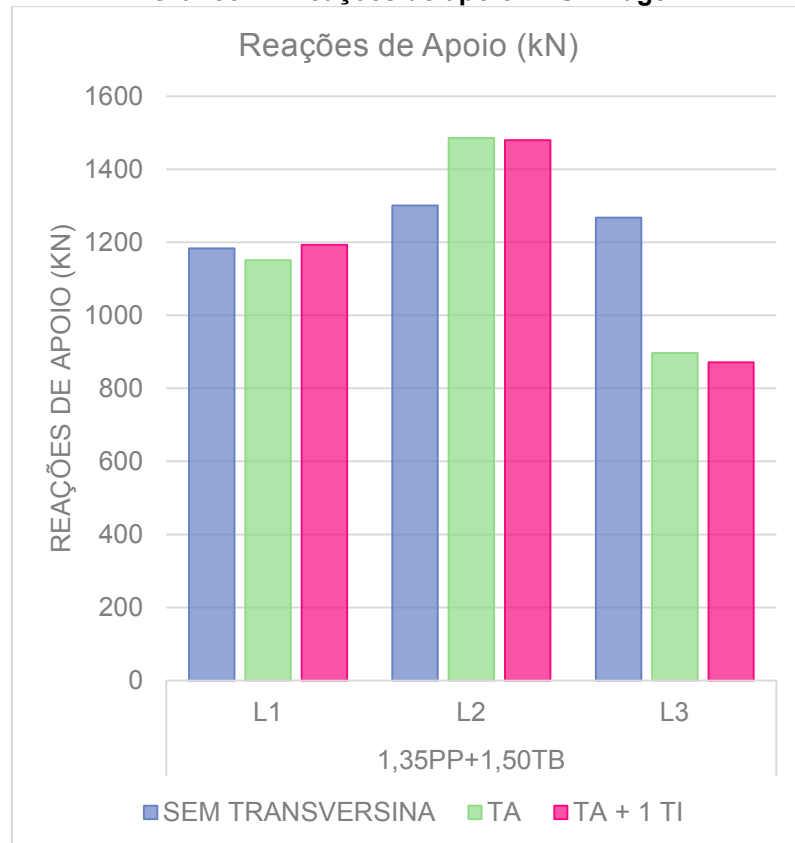
Na Tabela 9, bem como no Gráfico 4 estão os valores das reações de apoio por longarina para os casos 0, 1 e 2.

Tabela 9 - Reações de apoio nas longarinas - CSiBridge

Reações de Apoio (kN)			
CASO	1,35PP+1,50TB		
	L1	L2	L3
SEM TRANSVERSINA	1183,42	1300,55	1267,35
TA	1150,80	1485,59	896,67
TA + 1 TI	1193,27	1479,53	871,52

Fonte: Elaboração própria (2019).

Gráfico 4 - Reações de apoio - CSiBridge



Fonte: Elaboração própria (2019).

Em função da redistribuição dos esforços, é possível observar uma alteração nas reações de apoio, o que já era esperado. Da mesma maneira que ao inserir uma transversina no local de momentos e deformações máximas diminuí os esforços da longarina central, inserir uma transversina no apoio (TA), fez com que diminuísse a reação da longarina central.

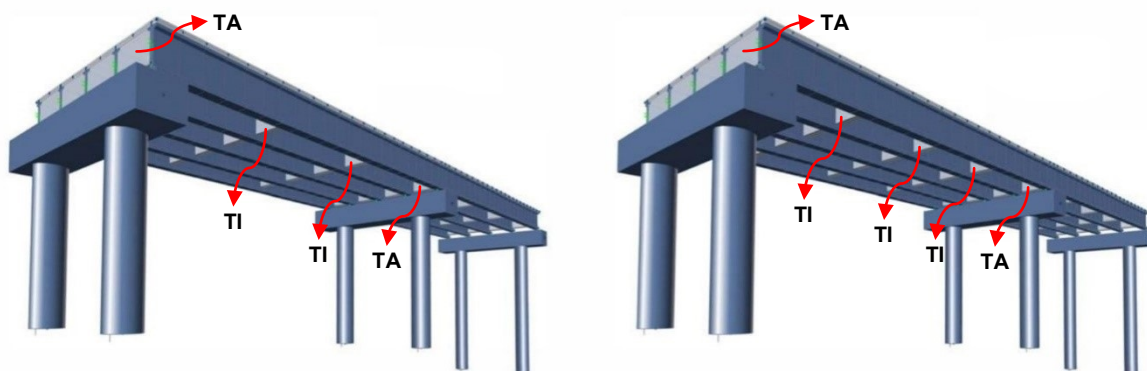
9 ESTUDO PARAMÉTRICO

Foi feito um estudo paramétrico onde foram inseridas mais transversinas ao longo do vão das longarinas. Os modelos foram confeccionados da mesma maneira que mencionado no capítulo 7.1, sendo as transversinas intermediárias posicionadas conforme a Tabela 10, gerando os protótipos da Figura 55.

Tabela 10 - Posição das transversinas intermediárias	
Quantidade de TI (un)	Posição em relação ao apoio (m)
2	6,65
	13,35
3	5
	10
	15

Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 55 - Modelos com transversinas - TA+2TI e TA+3TI - CSiBridge

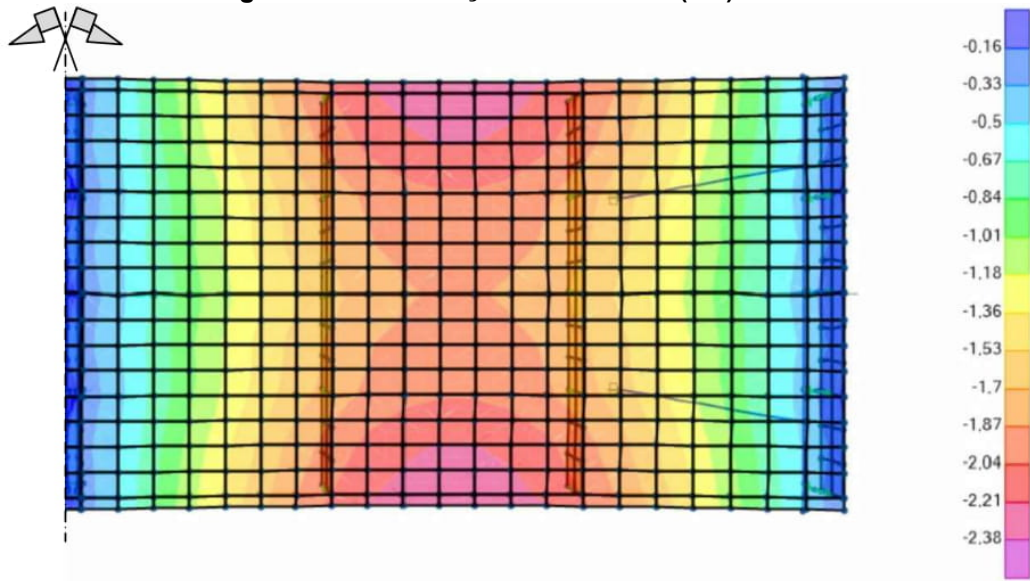


Fonte: Elaboração própria (2019).

A seguir foram feitas as avaliações perante o caso 3 (TA+2TI) e o caso 4 (TA+3TI), ressaltando que os valores são resultantes de envoltórias dos carregamentos, considerando as várias posições do trem-tipo.

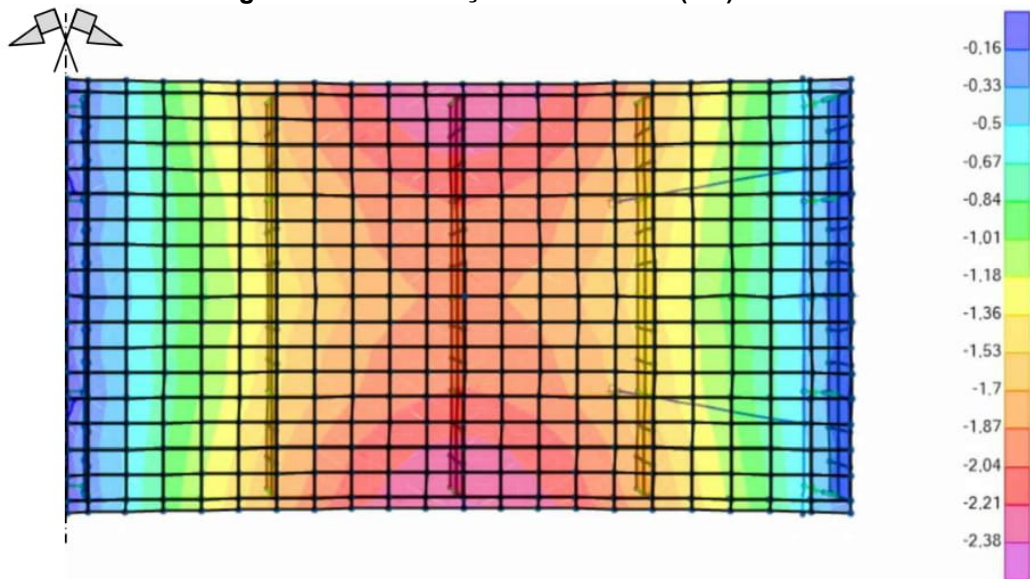
Ao avaliar as flechas no tabuleiro, e comparando com o caso 2 (TA+1TI), Figura 51, é notório que as transversinas não se mostraram eficientes, pois ocasionaram maior deformação na laje, sendo observado por meio da Figura 56 (caso 3) e Figura 57 (caso 4).

Figura 56 - Deformação no tabuleiro (cm) - Caso 3



Fonte: Elaboração própria (2019).

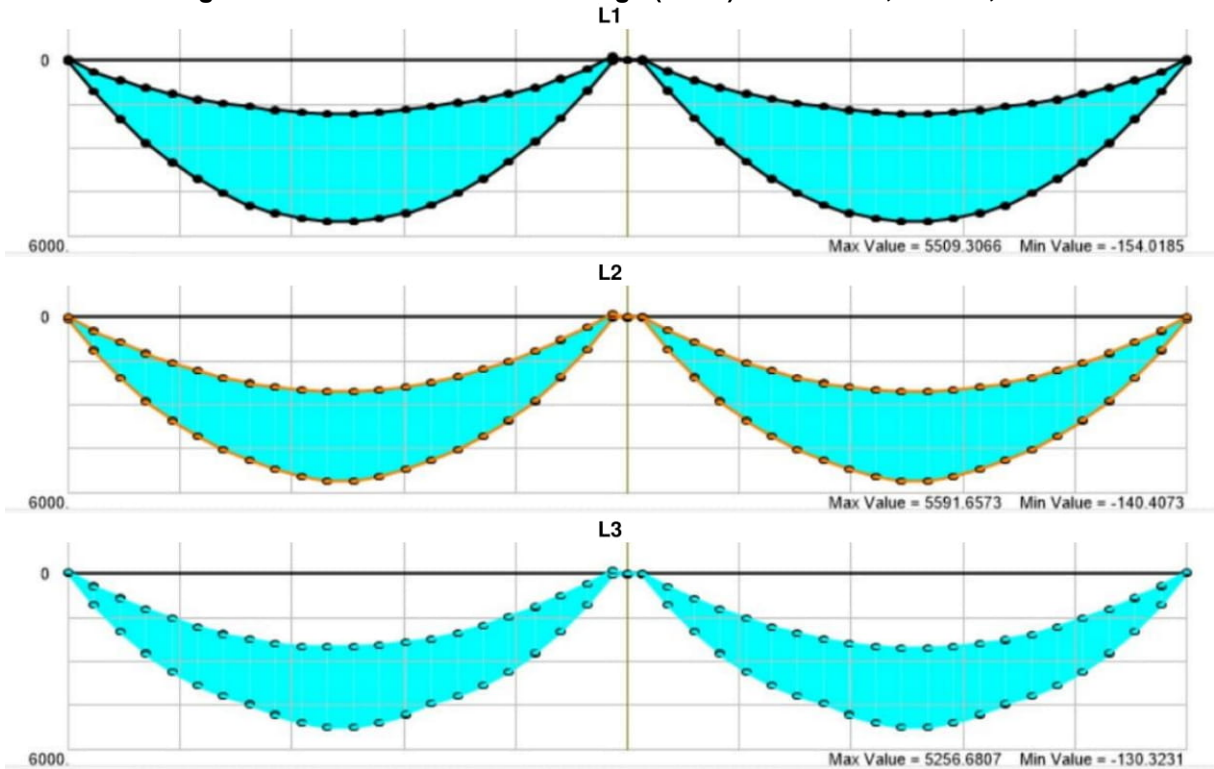
Figura 57 - Deformação no tabuleiro (cm) - Caso 4



Fonte: Elaboração própria (2019).

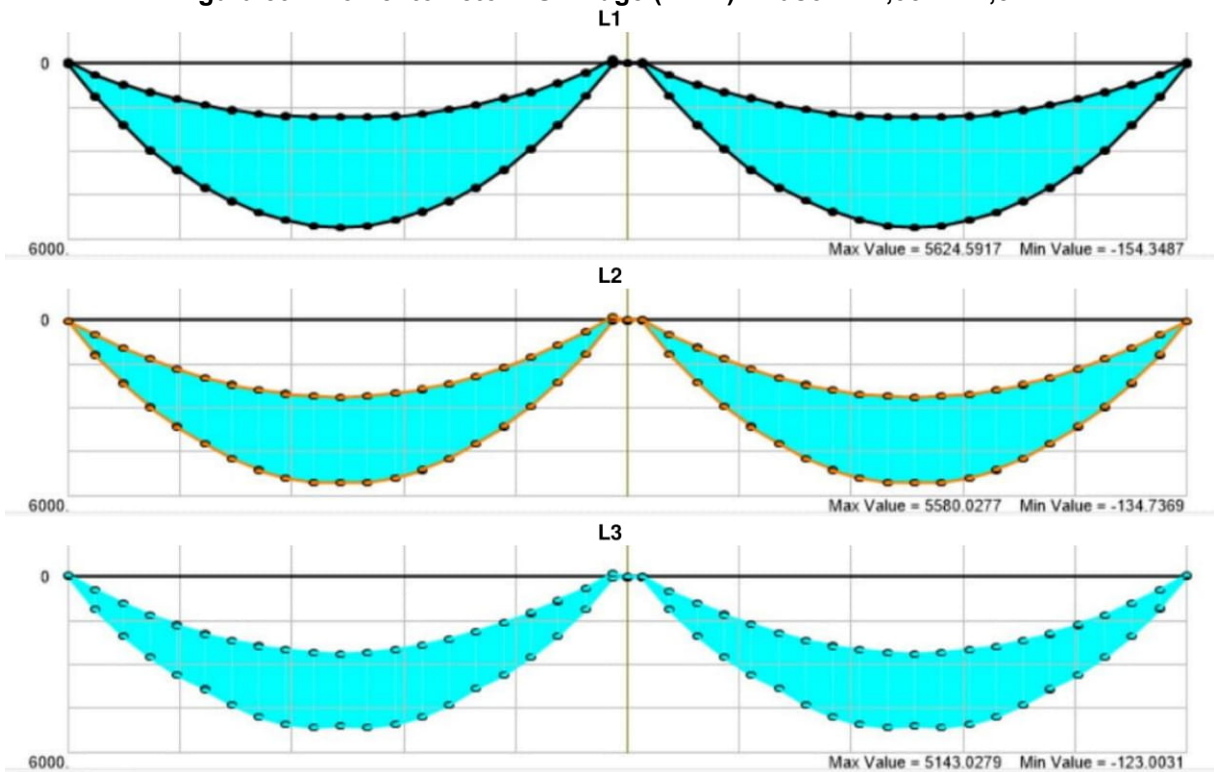
Por meio da Figura 58 (caso 3), é possível observar que o momento diminui ligeiramente na longarina externa e eleva nas demais. Ao contrapor o caso 4 também com o caso 2 (TA+1TI), é possível perceber uma elevação nos momentos das longarinas de modo geral, conforme a Figura 59.

Figura 58 - Momento fletor CSiBridge (kN.m) - Caso 3 - 1,35PP+1,5TB



Fonte: Elaboração própria (2019).

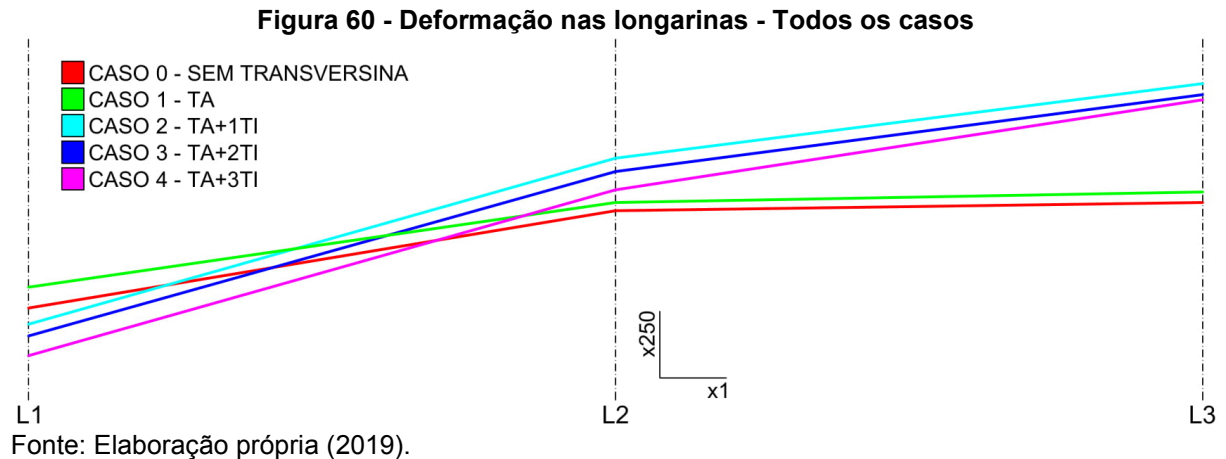
Figura 59 - Momento fletor CSiBridge (kN.m) - Caso 4 - 1,35PP+1,5TB



Fonte: Elaboração própria (2019).

A Figura 60 mostra a deformação causada nas longarinas em todos os casos avaliados, sendo possível concluir que a transversina de apoio possui pouca

influência. Já para os casos onde se insere transversina intermediária, é notado que ela funciona como uma “gangorra”, onde aumenta os esforços na longarina lateral (L1) e diminui na longarina central (L3). Sendo que, com o aumento da quantidade de transversinas, as deformidades aumentaram em todas as longarinas.



A Figura 61 (caso 3), Figura 62 (caso 4) e Figura 63 (caso 4) demonstram as deformações nas transversinas, onde é possível observar um comportamento análogo da transversina do caso 2 (TA+1TI), Figura 53, onde as laterais possuem um maior deslocamento. Sendo também, possível visualizar uma maior flecha na transversina quando é inserida no meio do vão.

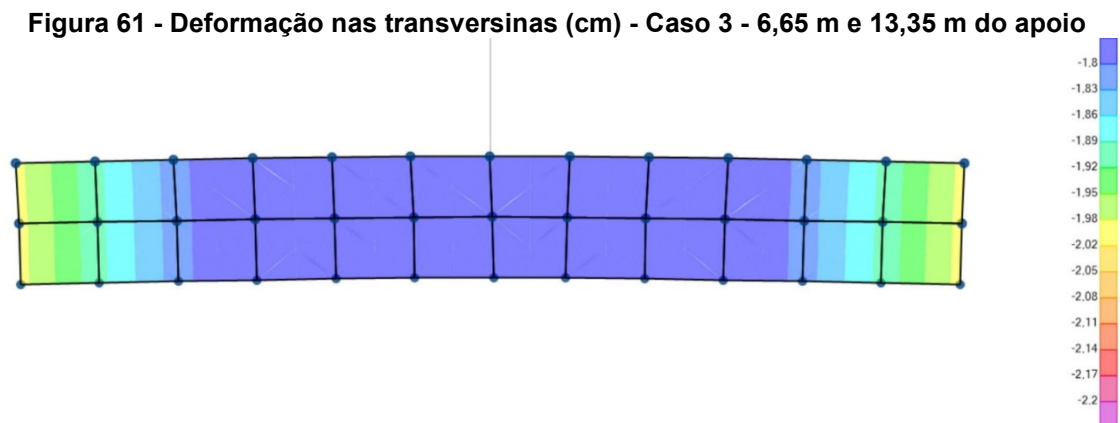
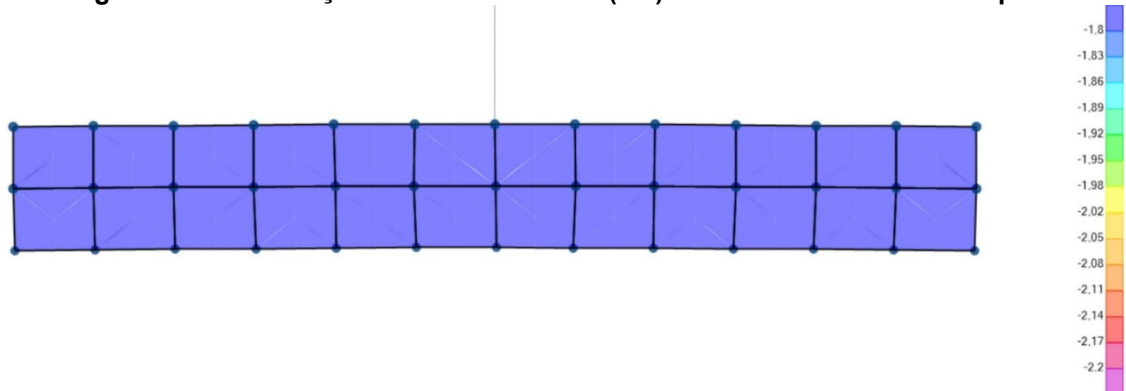
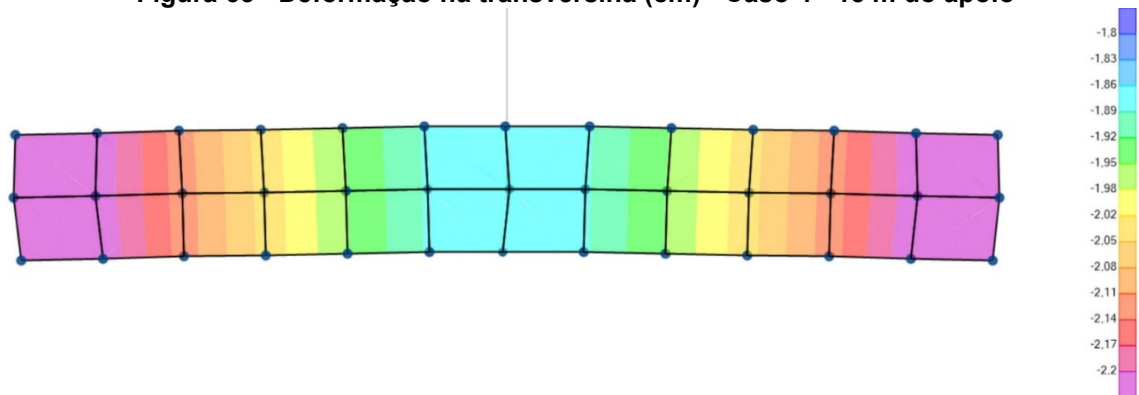


Figura 62 - Deformação nas transversinas (cm) - Caso 4 - 5 m e 10 m do apoio



Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 63 - Deformação na transversina (cm) - Caso 4 - 15 m do apoio



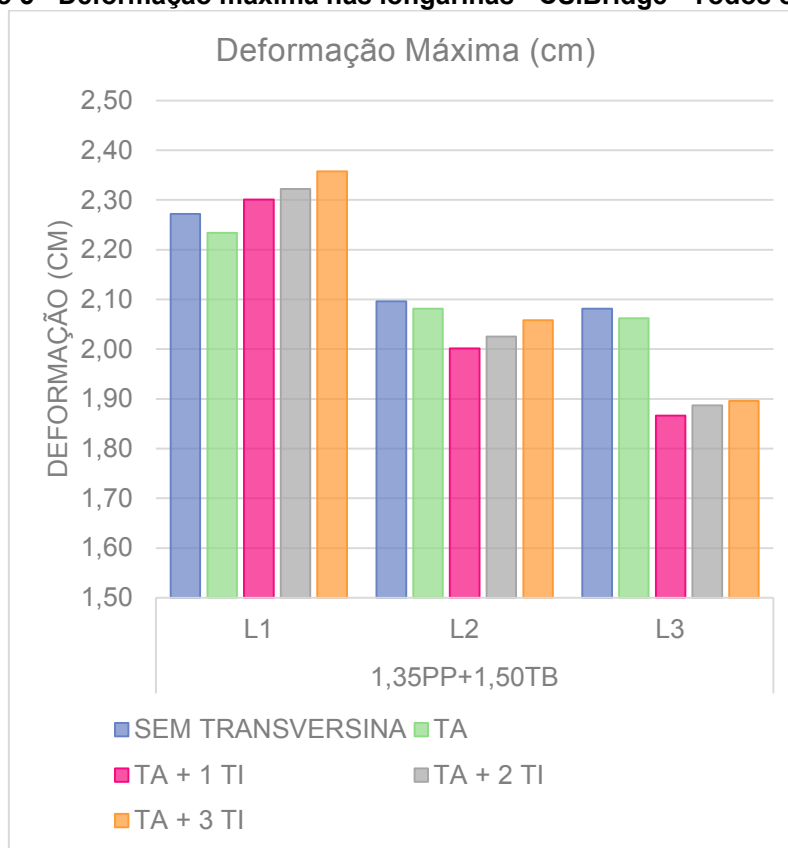
Fonte: Elaboração própria (2019).

As deformações máximas em cada longarina, para cada hipótese estudada, constam na Tabela 11 e estão representadas no Gráfico 5.

Tabela 11 - Deformação máxima nas longarinas - CSiBridge - Todos os casos

Deformação Máxima (cm)			
CASO	1,35PP+1,50TB		
	L1	L2	L3
SEM TRANSVERSINA	2,2717	2,0960	2,0811
TA	2,2339	2,0812	2,0622
TA + 1 TI	2,3006	2,0013	1,8664
TA + 2 TI	2,3221	2,0253	1,8866
TA + 3 TI	2,3576	2,0582	1,8957

Fonte: Elaboração própria (2019).

Gráfico 5 - Deformação máxima nas longarinas - CSiBridge - Todos os casos

Fonte: Elaboração própria (2019).

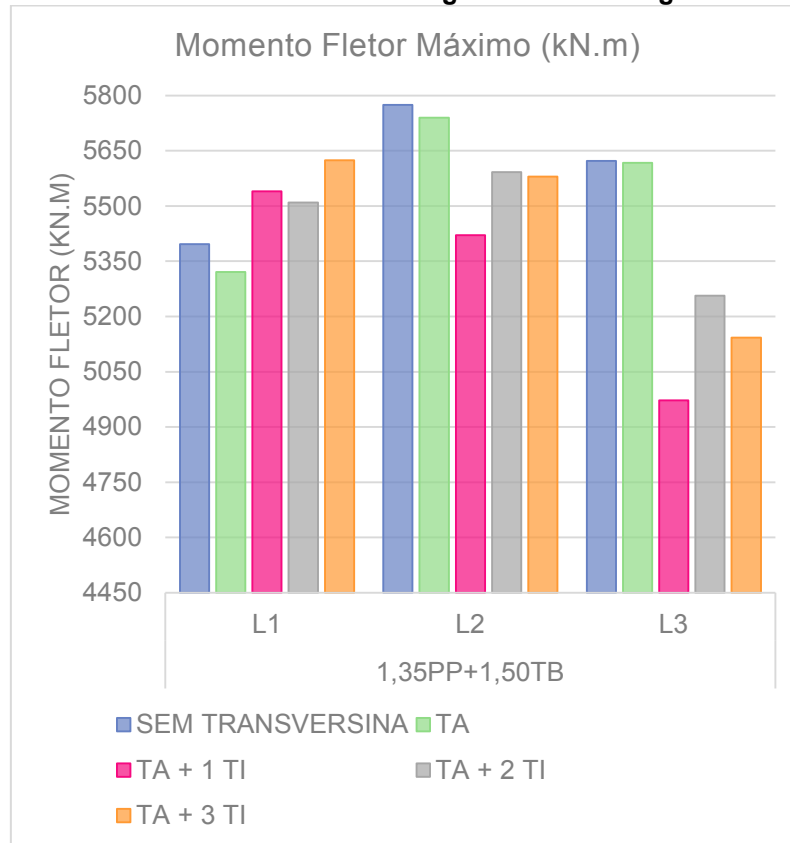
Assim, é visto que a deformação das longarinas aumentou de modo geral a medida que acrescentou mais transversinas intermediárias (TI) no vão, permanecendo, porém, o efeito “gangorra”.

Os valores de momento fletor máximo por longarina, para cada caso citado anteriormente, estão na Tabela 12 e ilustrados no Gráfico 6.

Tabela 12 - Momento fletor máximo nas longarinas - CSiBridge - Todos os casos

Momento Fletor Máximo (kN.m)			
CASO	1,35PP+1,50TB		
	L1	L2	L3
SEM TRANSVERSINA	5396,3749	5774,8558	5622,6046
TA	5320,9335	5739,8681	5616,8808
TA + 1 TI	5540,2318	5421,0424	4972,0452
TA + 2 TI	5509,3066	5591,6573	5256,6807
TA + 3 TI	5624,5917	5580,0277	5143,0279

Fonte: Elaboração própria (2019).

Gráfico 6 - Momento fletor máximo nas longarinas - CSiBridge - Todos os casos

Fonte: Elaboração própria (2019).

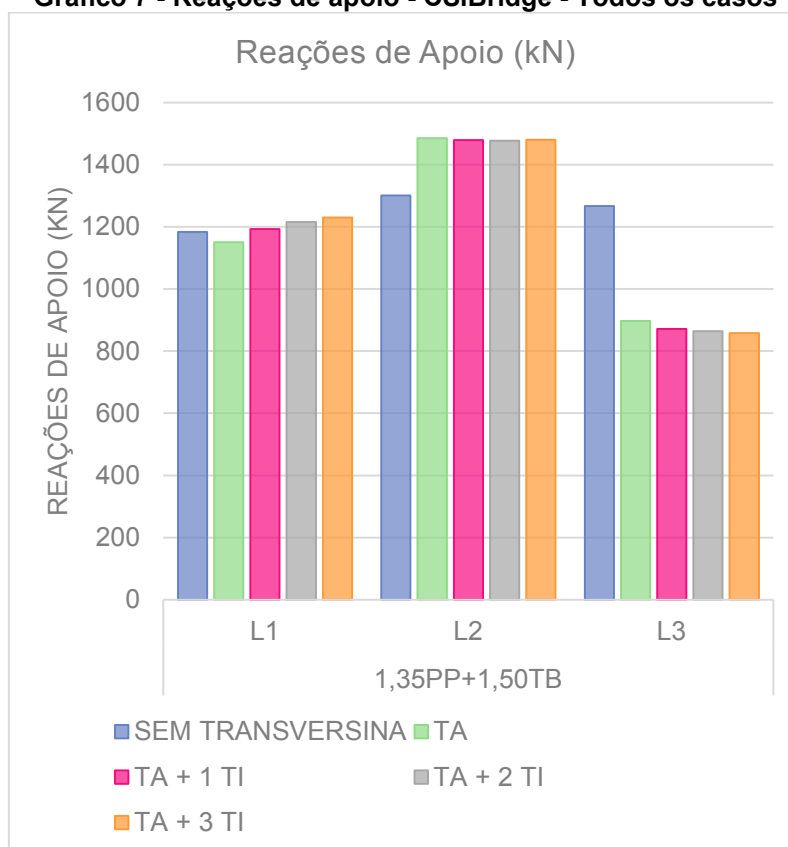
Dessa forma, ao inserir duas transversinas intermediárias (TI), quando comparado ao caso que possui somente uma TI no meio do vão, é observado uma leve redução no momento máximo da longarina externa (L1) acompanhado de um aumento mais expressivo nas demais longarinas (L2 e L3). Já quando colocado três TI, acontece uma elevação no momento máximo de todas as longarinas.

A Tabela 13, bem como o Gráfico 7, mostram os valores obtidos para as reações de apoio nas vigas principais.

Tabela 13 - Reações de apoio - CSiBridge - Todos os casos

Reações de Apoio (kN)			
CASO	1,35PP+1,50TB		
	L1	L2	L3
SEM TRANSVERSINA	1183,42	1300,55	1267,35
TA	1150,80	1485,59	896,67
TA + 1 TI	1193,27	1479,53	871,52
TA + 2 TI	1215,12	1476,93	863,94
TA + 3 TI	1230,39	1480,05	858,1

Fonte: Elaboração própria (2019).

Gráfico 7 - Reações de apoio - CSiBridge - Todos os casos

Fonte: Elaboração própria (2019).

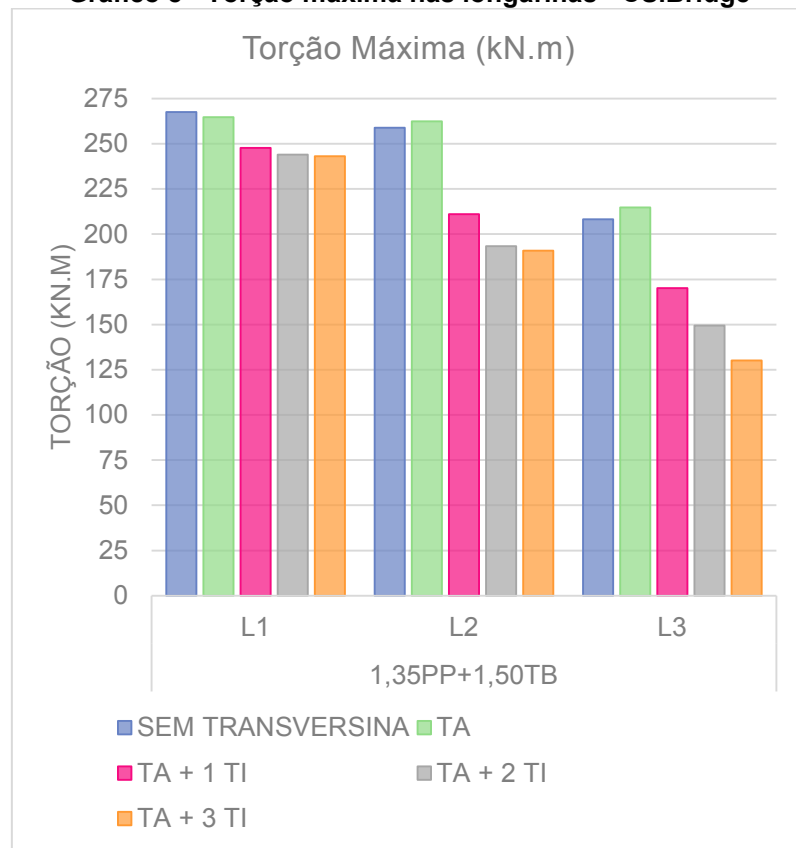
No Gráfico 7 pode-se notar que as transversinas intermediárias (TI) não possuem influência significativa nos valores de reações de apoio das longarinas, pois a medida em que aumentou a quantidade de transversinas ao longo do vão, os resultados das reações de apoio permaneceram praticamente inalterados.

Ao analisar a influência da transversina sobre os esforços solicitantes, destaca-se também os resultados obtidos na avaliação da torção, apresentados na Tabela 14 e no Gráfico 8.

Tabela 14 - Torção máxima nas longarinas - CSiBridge

Torção Máxima (kN.m)			
CASO	1,35PP+1,50TB		
	L1	L2	L3
SEM TRANSVERSINA	267,5131	258,7552	208,1322
TA	264,6069	262,4049	214,7708
TA + 1 TI	247,7057	211,0752	170,1797
TA + 2 TI	244,0091	193,3291	149,3812
TA + 3 TI	243,0361	190,8360	130,0958

Fonte: Elaboração própria (2019).

Gráfico 8 - Torção máxima nas longarinas - CSiBridge

Fonte: Elaboração própria (2019).

Assim sendo, é perceptível uma redução considerável de torção na longarina L3 à medida que aumenta a quantidade de transversina intermediária, em contrapartida, essa diminuição não foi tão expressiva para longarina L2 e menos ainda para longarina L1.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio deste estudo foi possível compreender a importância de se fazer modelos simplificados, com o intuito de assegurar os valores encontrados decorrentes de verificações mais sofisticadas, baseadas no MEF, por exemplo. Além disso, a importância de conhecer também as diversas variáveis e considerações a serem feitas ao criar um modelo, sempre buscando uma maior proximidade com o comportamento real da estrutura.

Dessa forma, apesar de o FTOOL ser um programa de análises mais simples, sem considerar a interligação entre vigas e laje, ele fornece valores a favor da segurança, em consequência da ausência da mesa colaborante da laje, podendo ser utilizado em projetos, como também, para validar as análises numéricas. Ainda que o SAP2000 seja um modelo complexo, baseado no MEF, gerou resultados inferiores aos demais modelos, fato ocorrido em função da laje estar apoiada no centro geométrico das longarinas, e não no topo, ocasionando insegurança para dimensionamento.

Já o CSiBridge considera a excentricidade existente entre os elementos, posicionando a laje corretamente em relação as vigas, mostrando ser uma melhor alternativa para fins de modelagem entre os três modelos estudados nesse trabalho (FTOOL, SAP2000, CSiBridge). Se comparado ao FTOOL, os valores de momentos são menores, pois faz uma análise integrando laje, longarinas e transversinas, considerando a mesa colaborante. Esta é a razão principal de ter sido adotado o *software* CSiBridge neste trabalho, a fim de analisar a influência das transversinas quanto ao comportamento da redistribuição dos esforços solicitantes.

Assim sendo, ao analisar a influência de transversinas levando em conta a combinação no estado limite último, é possível concluir que a transversina interfere na redistribuição dos esforços na superestrutura da ponte. Ao ser posicionada no apoio, possui pouca influência em relação aos esforços nas longarinas e laje. Já quando inseridas transversinas intermediárias, gera comportamento similar a uma “gangorra”, onde aumentam as solicitações na longarina da extremidade (L1) e diminui consideravelmente na longarina central (L3). Isso se deve ao fato de a longarina de bordo possuir um momento de inércia menor (menor mesa colaborante), como também a viga principal central possuir uma maior rigidez. Em

relação ao momento torsor, ocorreu uma diminuição na viga central entretanto para a de bordo essa redução não foi tão expressiva.

Sugere-se para trabalhos futuros os seguintes itens:

- análise da variação na distribuição das cargas devido a fissuração e demais efeitos de segunda ordem;
- verificação com diferentes espaçamentos entre longarinas;
- avaliação da torção para casos onde a viga de bordo apresenta rigidez equivalente às demais;
- estudo em pontes curvas.

REFERÊNCIAS

- AASHTO. **Standard Specifications for Highway Bridges**. Washington, D.C., p. 350. 2002.
- ALMEIDA, S. M. F.; MACHADO, A. C. M. Influência das Transversinas nos Tabuleiros de Pontes em Vigas Múltiplas. **2º Seminário Fluminense de Engenharia da Universidade Federal Fluminense**, Niterói, 1996.
- ARAÚJO, M. C. et al. Distribuição transversal de cargas em ponte de concreto protendido pré-moldada - avaliação da influência das transversinas com o uso de procedimentos da NBR 6118/2003, do LaDOTD e de modelos de elementos finitos sólidos. **1º Encontro Nacional de Pesquisa Projeto Produção em Concreto Pré-Moldado**, São Carlos, Novembro 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187: Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 11. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 15. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas**. Rio de Janeiro, p. 14. 2013.
- AZEVEDO, Á. F. M. **Método dos Elementos Finitos**. 1ª. ed. Porto: FEUP, 2003.
- BENNETT, D. The History and Aesthetic Development of Bridges. In: PARKE, G.; HEWSON, N. **ICE Manual of Bridge Engineering**. London: Thomas Telford Ltd, 2008.
- BERNARDINO, B. N. S. **Aplicação da Teoria de Placas na Análise de Estruturas Offshore**. Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil - UFRJ. Rio de Janeiro, p. 110. 2016.
- CHANDOLU, A. **Assessing the Needs for Intermediate Diaphragms in Prestressed Concrete Girder Bridges**. Master of Science in Civil Engineering - Louisiana State University. Baton Rouge, p. 162. 2005.
- COSTA, M. S. M.; BILESKY, L. R. Método dos Elementos Finitos Aplicado a Engenharia Civil. **FAIT**, Itapeva, Nov 2013.
- CSI. **Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge**. New York, p. 569. 2017.
- EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às Pontes de Concreto**. USP. São Carlos. 2009.
- FISH, J.; BELYTSCHKO, T. **Um primeiro Curso em Elementos Finitos**. 1ª. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.
- FULGÊNCIO, J. P. T. O. R.; DE PAULA, F. A.; AZEVEDO, C. P. B. Análise do Uso de Vigas Transversinas em Pontes de Concreto Armado. **Engenharia Estudo e Pesquisa - ABPE**, Rio de Janeiro, v. 14, Jan/Jun 2014.
- GERHARDT, T. E.; SILVEIRA, D. T. **Métodos de Pesquisa**. 1ª. ed. Porto Alegre: UFRGS, 2009.

GIL, A. C. **Métodos e Técnicas de Pesquisa Social**. 6ª. ed. São Paulo: Atlas S.A., 2008.

JUDICE, F. M. S. et al. Avaliação da Distribuição Transversal de Cargas em Tabuleiros de Pontes sem Transversinas Internas. **50º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON**, Salvador, Setembro 2008.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto: Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto**. Rio de Janeiro: Interciência LTDA., v. 6, 1979.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**. 1ª. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2007.

MATTOS, T. S. **Programa para Análise de Superestruturas de Pontes de Concreto Armado e Protendido**. Mestrado em Ciências em Engenharia Civil - UFRJ. Rio de Janeiro, p. 156. 2001.

MELO, C. E. L. **Análise Estrutural com o SAP2000**. UnB. Brasília. 2016.

NETO, A. G. A. **Pontes - Apostila**. UPM. São Paulo. 2008.

PEREIRA, T. **Estudo Analítico e Numérico de Repartição de Carga em Tabuleiros de Pontes Retas com Longarinas Múltiplas de Concreto Armado**. Mestrado em Engenharia Civil - UFRN. Natal, p. 146. 2017.

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

PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado: Elementos de Projeto, Solicitações, Dimensionamento**. 4ª. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos S.A., 1990.

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

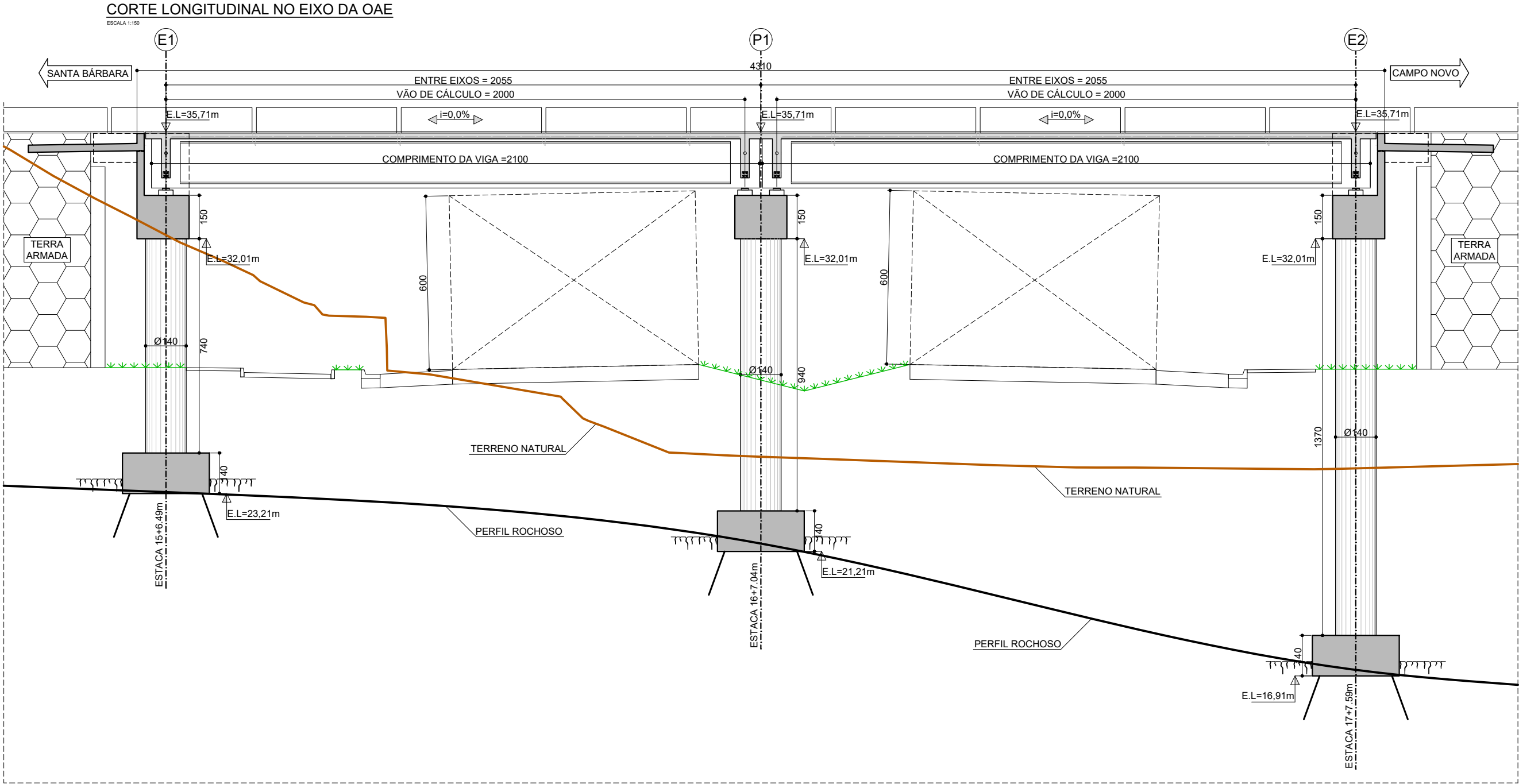
PUEL, A. **Modelagem com Plastificação de Lajes Lisas - Análise Integrada Laje x Pilar**. Tese de Doutorado Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFSC. Florianópolis, p. 305. 2018.

SANTOS, M. S.; SOTELINO, E. D.; FILHO, J. J. H. S. Estudo de Técnica de Modelagem de Pontes de Viga. **CILAMCE**, Rio de Janeiro, Nov. 2015.

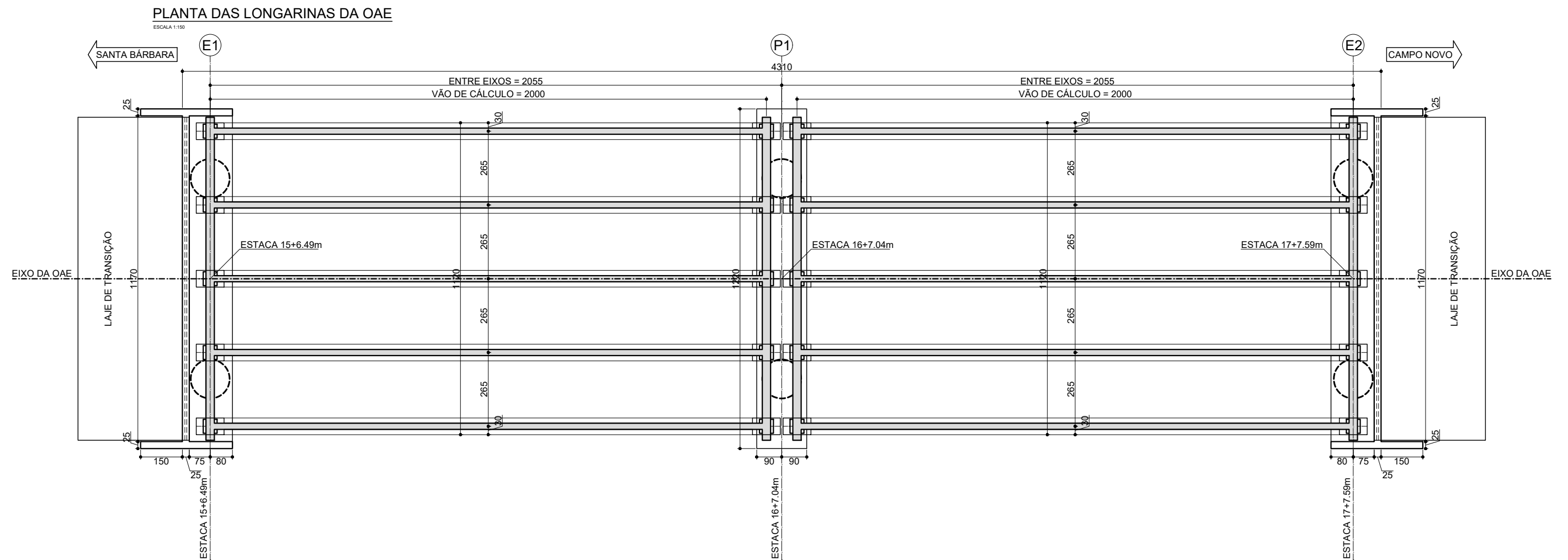
SOUZA, R. M. **O Método dos Elementos Finitos Aplicado ao Problema de Condução de Calor**. NICAIE. Belém. 2003.

ANEXOS

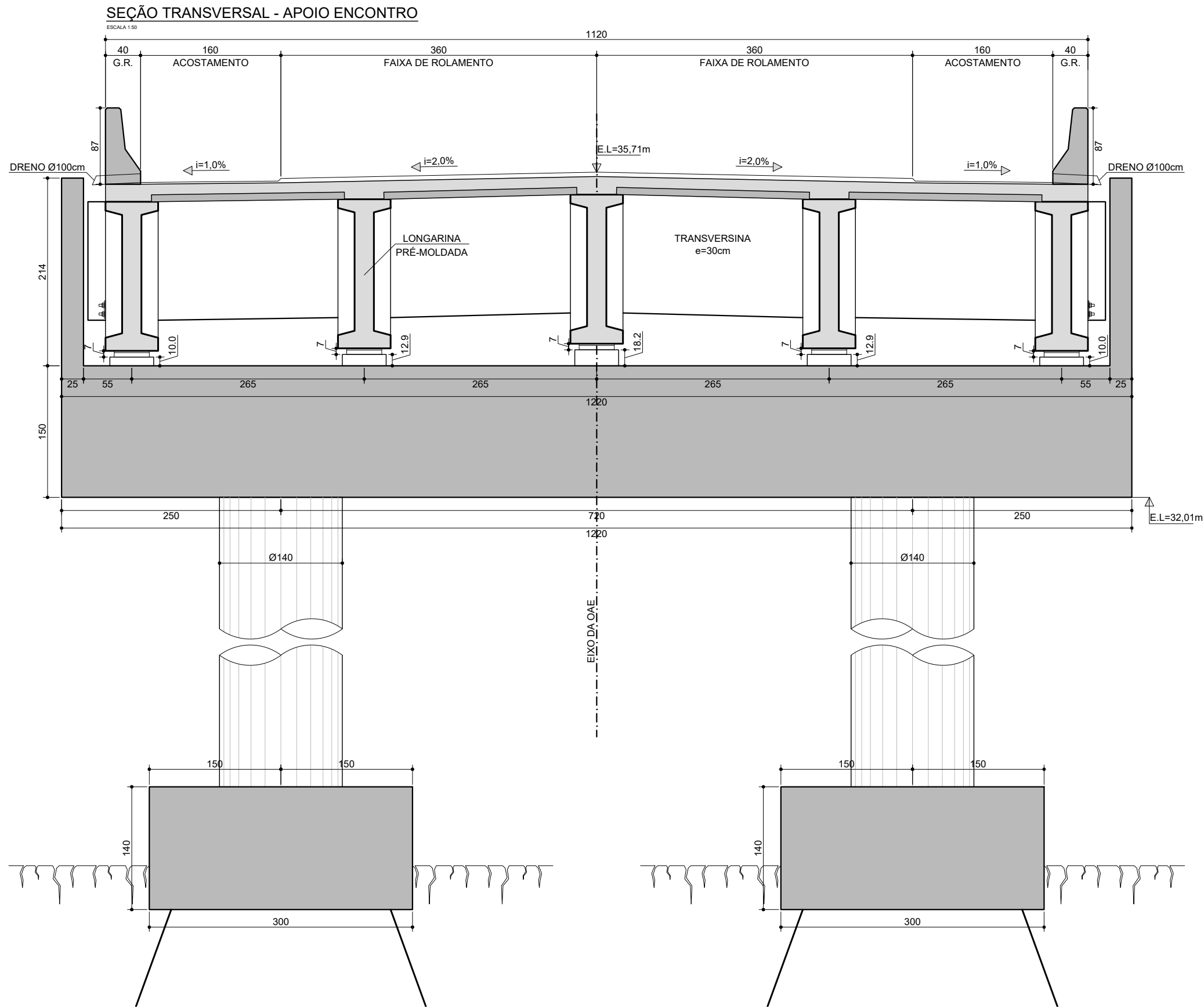
Anexo A - Corte Longitudinal no Eixo da OAE



Anexo B - Planta das Longarinas da OAE



Anexo C - Seção Transversal - Apoio Encontro



Anexo D - Seção Transversal - Apoio Intermediário

