



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL

LEVI PEREIRA COURAS

**MODELAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS DE TABULEIROS DE PONTES
RODOVIÁRIAS COM VIGAS RETAS EM CONCRETO ARMADO**

FORTALEZA

2019

LEVI PEREIRA COURAS

MODELAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS DE TABULEIROS DE PONTES
RODOVIÁRIAS COM VIGAS RETAS EM CONCRETO ARMADO

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.

Fortaleza

2019

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

C893m Couras, Levi Pereira.

Modelação por elementos finitos de tabuleiros de pontes rodoviárias com vigas retas em concreto armado / Levi Pereira Couras. – 2019.
108 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2019.

Orientação: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.

1. Ponte. 2. Método Clássico. 3. Tabelas de Rüsçh. 4. Método de Elementos Finitos. I. Título.

CDD 620

LEVI PEREIRA COURAS

MODELAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS DE TABULEIROS DE PONTES
RODOVIÁRIAS COM VIGAS RETAS EM CONCRETO ARMADO

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.

Aprovada em: 29/11/2019.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. MSc. Hugo Campêlo Mota
Universidade de Fortaleza (UNIFOR)

A Deus.

Aos meus amados pais, Luiz e Virgínia.

AGRADECIMENTOS

A Deus, meu Senhor, por guiar mais essa fase na minha vida, permitindo meu crescimento no âmbito acadêmico e evolução como ser humano e por fazer-me grande e corajoso diante de todas as dificuldades.

A minha amada mãe Virgínia Maria, minha rainha de onde eu tiro toda a minha força e inspiração, por tanto se doar e dedicar na criação desse seu filho, dona do sentimento mais bonito que existe em mim. Ao meu pai, Luiz Couras, meu eterno herói, grandioso em sua bondade e caráter, espero um dia me tornar metade do homem que eu vejo no senhor. Não existem palavras suficientes nesse mundo para dizer o quanto sou grato por tê-los comigo, amo muito vocês. A minha irmã Lícia Couras, que mesmo a distância não diminuiu o amor que eu sinto por ela.

Ao meu tio Francisco Chaves, por acreditar em mim, sempre me amparando, proporcionando todo o suporte necessário para todas as etapas da minha vida, sendo um porto seguro para a minha família, sua generosidade é ímpar e incomparável, muito obrigado tio Assis.

Ao Prof. Joaquim Mota, por depositar sua confiança em mim, me amparando nesse projeto tão especial dentro da minha trajetória na UFC, mostrando ser uma pessoa com conhecimento inigualável e com uma incrível capacidade de transmiti-los, serei eternamente grato.

A minha namorada Melissa Lins, que foi minha companheira nesses tempos de luta e aprendizado, permanecendo sempre ao meu lado, me auxiliando e me consolando nos dias mais difíceis, seu amor sem dúvidas me marcou de uma forma muito especial, espero conseguir retribuí-lo da forma que você merece.

A todos os amigos que ganhei nessa universidade, em especial ao Paulo França, Luana Andreza e Isabel Nibon, que sempre foram tão solícitos quando necessitei, agradeço a vocês por todos os momentos divertidos e até os conflitantes, pois muitos deles me fizeram amadurecer, sempre terei um carinho único por vocês.

“Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão uma gota de água no mar. Mas o mar seria menor se lhe faltasse uma gota.”

(Madre Teresa de Calcutá)

RESUMO

Quando se trata de vencer vãos de até 25 metros, há uma grande tendência em utilizar tabuleiros compostos por lajes maciças apoiadas sobre vigas de concreto armado como sistema estrutural de pontes rodoviárias. No cenário brasileiro, esse é o modelo de superestrutura mais adotado devido às suas vantagens econômicas e construtivas, o que torna esse trabalho de grande interesse, pois se realiza uma análise do comportamento desses tabuleiros com relação às solicitações permanentes e móveis. O presente trabalho, em sua primeira parte, descreve os aspectos básicos de obras com essa tipologia, como histórico, caracterização de seus elementos constituintes, definições, modelos de seções usuais em obras de arte especiais, tipos de esforços atuantes e também métodos de cálculos usados no dimensionamento dessas estruturas. Realizou-se então o estudo de um tabuleiro pelo Método Clássico de dimensionamento e por um método computacional de Elementos Finitos via software Midas Civil. Para atingir o intuito desse trabalho, foram descritos os processos de cálculo, parâmetros e premissas de ambos os métodos, e ao final realizou-se uma análise comparativa dos resultados, visando validar a modelagem realizada pela ferramenta computacional. Os resultados expressaram uma proximidade dos valores obtidos pelos distintos métodos, constatando uma conservação maior nos resultados do Método Clássico e um detalhamento dos esforços mais aprimorados pelo Método dos Elementos Finitos. Conclui-se que, os objetivos propostos na elaboração desse projeto foram alcançados, tendo em vista que os resultados obtidos foram significantes, contribuindo assim para estudos futuros.

Palavras chaves: Ponte. Método Clássico. Tabelas de Rüsç. Método de Elementos Finitos.

ABSTRACT

When the subject matter is about spanning spans up to 25 meters, there is a great tendency to use trays consisting of massive slabs supported by reinforced concrete beams as a structural system of road bridges. In the Brazilian scenario, this is the most adopted superstructure model due to its economic and constructive advantages, which makes this work of great interest, because an analysis of the behavior of these trays in relation to permanent and mobile requests is performed. The present work, in its first part, describes the basic aspects of works with this typology, for instance historical aspects, characterization of its constituent elements, definitions, section models usual in those buildings, types of acting efforts and also calculation methods used in the study sizing of these structures. The study of a tray is then performed by the Classical Sizing Method and by a Finite Element computational Method using Midas Civil software. To achieve the purpose of this work, the calculation processes, parameters and assumptions of both methods are described, and at the end a comparative analysis of the results is performed, aiming to validate the model performed by the computational tool. The results express a close proximity to the values obtained by the different methods, noting a greater conservation in the results of the Classical Method and a detailing of the most refined efforts by the Finite Element Method. It is concluded that the objectives proposed in the elaboration of this project are achieved, considering the obtained results are significant, thus contributing for future studies.

Key words: Bridge. Classical Method. Rüsç Tables. Finite Element Method.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Diagrama de Etapas	20
Figura 2 – Ponte de Santo Ângelo - Roma	22
Figura 3 – Esquema funcional de uma Obra de Arte Especial	23
Figura 4 – Esquema estrutural de uma ponte em laje.....	26
Figura 5 – Seções transversais de tabuleiros com laje apoiadas em vigas	26
Figura 6 – Seções transversais de tabuleiros em caixão	27
Figura 7 – Seção transversal de um tabuleiro com laje apoiada em vigas pré-moldadas.....	27
Figura 8 – Ponte em arco Ernesto Dornelles	28
Figura 9 – Ponte pênsil Verrazano-Narrows.....	29
Figura 10 – Ponte estaiada com seus cabos dispostos em formato de leque.....	29
Figura 11 – Ponte de São João, em pórtico	30
Figura 12 – Veículos normativos tipo 45, 30 e 12	33
Figura 13 – Disposição das cargas do trem-tipo.....	33
Figura 14 – Exemplo de Linha de Influência	36
Figura 15 – Esquema do Trem tipo simplificado	37
Figura 16 – Superfície de influência do momento fletor no meio do vão de uma laje.....	38
Figura 17 – Circunstâncias de apoios estabelecidas pelas Tabelas de Rüsç	39
Figura 18 – Geometria da projeção da roda no tabuleiro	40
Figura 19 – Distribuição de momentos em vigas biengastadas com altura constante e variável.	41
Figura 20 – Malha de elementos finitos	44
Figura 21 – Distribuição de cargas permanentes sobre a viga principal	47
Figura 22 – Disposição dos modelos de laje para as Tabelas de Rüsç	48
Figura 23 – Modelo da laje central usado nas Tabelas de Rüsç	50
Figura 24 – Modelo do encontro da laje com a cortina usado nas Tabelas de Rüsç	51
Figura 25 – Modelo da laje em balanço usado nas Tabelas de Rüsç.....	52
Figura 26 – Esquema da aplicação do momento gerado pelo impacto no guarda-roda	52
Figura 27 – Casos considerados na determinação dos esforços nas transversinas	54
Figura 28 – Esquema do carregamento permanente atuante sobre a cortina.....	56
Figura 29 – Modelo <i>default</i> do programa Midas Civil para um elemento de placa com elemento de barra	58
Figura 30 – Seção de viga composta por uma largura de laje colaborante	58

Figura 31 – Mapa de situação da Ponte sobre o Riacho Seco	62
Figura 32 – Seção transversal do tabuleiro da ponte rodoviária.....	62
Figura 33 – Seção longitudinal e planta baixa de meio tabuleiro da ponte rodoviária.....	63
Figura 34 – Meia seção transversal usada no cálculo de g_1	64
Figura 35 – Destaque do engrossamento da alma da longarina usado no cálculo do g_2	64
Figura 36 – Detalhamento dos elementos apoiados na cortina	65
Figura 37 – Diagrama de cargas permanentes atuante sobre a longarina.....	66
Figura 38 – Trem-tipo aplicado sobre a longarina.....	66
Figura 39 – Seção da laje central seccionada e usada no cálculo da carga permanente.....	67
Figura 40 – Modelo da laje central com os momentos aplicados.....	68
Figura 41 – Detalhamento do centro de gravidade da laje em balanço.....	68
Figura 42 – Modelo da laje em balanço com os momentos aplicados	69
Figura 43 – Modelo da laje engastada na cortina com os momentos aplicados.....	69
Figura 44 – Diagrama de carga permanente aplicado sobre a cortina.....	71
Figura 45 – Trem-tipo atuante sobre a cortina.....	71
Figura 46 – Parâmetros do material adotado nas lajes	73
Figura 47 – Seção calculada para as longarinas	74
Figura 48 – Características físicas da seção adotada no Midas Civil.....	74
Figura 49 – Modelo de placa usado para representar a laje com a presença das mísulas	75
Figura 50 – Malha de Elementos Finitos do Modelo I.....	76
Figura 51 – Definição da direção e sentido da força gravitacional	76
Figura 52 – Seção transversal do tabuleiro com a aplicação da carga dos guarda-rodas.....	77
Figura 53 – Faixa de tráfego A para o deslocamento dos veículos definidos.....	78
Figura 54 – Veículo 1 simulando as cargas dos eixos do TB-45.....	78
Figura 55 – Veículo 2 simulando as cargas de multidão do TB-45.....	79
Figura 56 – Diagramas de Momentos Fletores (DMF) e Esforços Cortantes (DEF) das longarinas devido a carga permanente.....	81
Figura 57 – DMF e DEF das longarinas devido a carga móvel	81
Figura 58– DMF e DEF das cortinas devido as cargas permanentes	82
Figura 59 – DMF e DEF das cortinas devido as cargas móveis.....	83
Figura 60 – Esforços Cortantes nas longarinas devido ao carregamento permanente	86
Figura 61 – Momentos Fletores nas longarinas devido ao carregamento permanente.....	86
Figura 62 – Esforços Cortantes máximos nas longarinas devido ao carregamento móvel	87
Figura 63 – Esforços Cortantes mínimos nas longarinas devido ao carregamento móvel.....	87

Figura 64 – Momentos Fletores máximos nas longarinas devido ao carregamento móvel.....	88
Figura 65 – Momentos Fletores mínimos nas longarinas devido ao carregamento móvel	88
Figura 66 – Momentos Fletores máximos na laje devido ao carregamento móvel no Modelo I	89
Figura 67 – Momentos Fletores transversais nas lajes devido ao carregamento permanente ..	90
Figura 68 – Diagrama de Momento Fletor da laje no eixo x, devido a carga permanente.....	90
Figura 69 – Momentos Fletores longitudinais nas lajes devido ao carregamento permanente	91
Figura 70 – Momentos Fletores Máximos transversais nas lajes devido ao carregamento móvel	92
Figura 71 – Diagrama de Momento Fletor Máximo da laje no eixo x, devido a carga móvel.	92
Figura 72 – Momentos Fletores Mínimos transversais nas lajes devido ao carregamento móvel	93
Figura 73 – Diagrama de Momento Fletor Máximo da laje no eixo x, devido a carga móvel.	93
Figura 74 – Momentos Fletores Máximos longitudinais nas lajes devido ao carregamento móvel	94
Figura 75 – Momentos Fletores Mínimos longitudinais nas lajes devido ao carregamento móvel	94
Figura 76 – Momentos Fletores nas transversinas devido ao carregamento permanente	95
Figura 77– Momentos Fletores Máximos nas transversinas devido ao carregamento móvel ..	95
Figura 78 – Momentos Fletores Mínimos nas transversinas devido ao carregamento móvel..	96
Figura 79 – Esforços Cortantes nas cortinas devido ao carregamento permanente	97
Figura 80 – Momentos Fletores nas cortinas devido ao carregamento permanente.....	97
Figura 81 – Esforços Cortantes Máximos nas cortinas devido ao carregamento móvel.....	98
Figura 82 – Momento Fletores Máximos nas cortinas devido ao carregamento móvel.....	98
Figura 83 – Esforços Cortantes Mínimos nas cortinas devido ao carregamento móvel.....	99
Figura 84 – Momento Fletores Mínimos nas cortinas devido ao carregamento móvel	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados da análise das longarinas perante as cargas permanentes.....	80
Tabela 2 – Resultados da análise das longarinas perante as cargas móveis	80
Tabela 3 – Resultados da análise das cortinas perante as cargas permanentes e móveis	82
Tabela 4 – Resultados da análise da laje central perante as cargas permanentes	83
Tabela 5 – Resultados da análise da laje central perante as cargas móveis.....	84
Tabela 6 – Resultados da análise da laje em balanço perante as cargas permanentes e móveis	84
Tabela 7 – Resultados da análise do encontro da laje com a cortina perante as cargas permanentes e móveis.....	84
Tabela 8 – Resultados da análise das transversinas	85
Tabela 9 – Análise comparativa dos resultados das longarinas	100
Tabela 10 – Análise comparativa dos resultados das lajes no eixo x	101
Tabela 11 – Análise comparativa dos resultados das lajes no eixo y.....	101
Tabela 12 – Análise comparativa dos resultados das cortinas	102
Tabela 13 – Análise comparativa dos resultados das transversinas.....	103

LISTA DE SÍMBOLOS

g	Carga permanente
A	Área do elemento analisado
γ	Peso específico do elemento analisado
k_p	Coefficientes retirados das tabelas de Rüsç
L_y	Distância do vão da laje no eixo y
L_x	Distância do vão da laje no eixo x
t	Projeção do carregamento de uma roda na face intermediária da laje
Q	Carga pontual do veículo normatizado
q	Carga uniformemente distribuída do veículo normatizado
$M_{g_{xe}}$	Momento na extremidade da laje, no eixo x, gerado pela carga permanente
$M_{g_{ye}}$	Momento na extremidade da laje, no eixo y, gerado pela carga permanente
$M_{g_{xm}}$	Momento no meio da laje, no eixo x, gerado pela carga permanente
$M_{g_{ym}}$	Momento no meio da laje, no eixo y, gerado pela carga permanente
$M_{q_{xe}}$	Momento na extremidade da laje, no eixo x, gerado pela carga móvel
$M_{q_{ye}}$	Momento na extremidade da laje, no eixo y, gerado pela carga móvel
$M_{q_{xm}}$	Momento no meio da laje, no eixo x, gerado pela carga móvel
$M_{q_{ym}}$	Momento no meio da laje, no eixo y, gerado pela carga móvel
$M_{q_{yr}}$	Momento no bordo livre da laje, no eixo y, gerado pela carga móvel
M_r	Momento atuante ao longo do engastamento, gerado pela carga de impacto
M_d	Momento usado no dimensionamento das transversinas
R_{g_x}	Reação dos apoios devido ao carregamento permanente da laje central
X_{cg}	Centro de gravidade da laje
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
E_{ci}	Módulo de elasticidade do concreto
ν	Coefficiente de Poisson do concreto
G	Módulo de cisalhamento do concreto

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 Justificativa	17
2 OBJETIVOS	18
2.1 Objetivo Geral	18
2.2 Objetivos Específicos	18
3 METODOLOGIA	19
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
4.1 Histórico	21
4.2 Elementos Funcionais das pontes	22
4.2 Classe Rodoviária	24
4.3 Métodos Construtivos e Classificação das Pontes	24
<i>4.3.1 Pontes em viga e em laje</i>	26
<i>4.3.2 Pontes em arco</i>	27
<i>4.3.3 Ponte pênsil</i>	28
<i>4.3.4 Ponte estaiada</i>	29
<i>4.3.5 Ponte em pórtico</i>	30
4.4 Ações Solicitantes em Pontes	30
<i>4.4.1 Ações Permanentes</i>	31
<i>4.4.2 Ações Variáveis</i>	32
<i>4.4.3 Ações Excepcionais</i>	34
4.5 Método Clássico de Dimensionamento	35
<i>4.5.1 Esforços no Vigamento Principal</i>	35
<i>4.5.1.1 Carregamento Permanente</i>	35
<i>4.5.1.2 Carregamento Móvel</i>	36
<i>4.5.2 Esforços nas Lajes</i>	37
<i>4.5.2.1 Tabelas de Rüsçh</i>	38
<i>4.5.2.2 Efeito das mísulas</i>	41
4.6 Breve introdução ao Método dos Elementos Finitos e análises computacionais	42
5 MÉTODO DE ANÁLISE DA SUPERESTRUTURA	46
5.1 Método Clássico	46
<i>5.1.1 Análise das Longarinas</i>	46
<i>5.1.2 Análise das Lajes pelas tabelas de Rüsçh</i>	48

<i>5.1.3 Análise das Transversinas</i>	53
<i>5.1.4 Análise das Cortinas ou Transversinas de Extremidade</i>	55
5.2 Introdução ao Método Computacional	57
<i>5.2.1 Etapas na elaboração de um modelo computacional por Elementos Finitos</i>	57
6 ESTUDO DE CASO	61
6.1 Ponte Rodoviária em Estudo	61
6.2 Análise pelo Método Clássico	64
<i>6.2.1 Longarinas</i>	64
<i>6.2.2 Lajes</i>	67
<i>6.2.3 Transversinas de Apoio e Vão</i>	70
<i>6.2.4 Cortinas ou Vigas de extremidade</i>	70
6.3 Análise pelo Midas Civil	72
<i>6.3.1 Modelo I</i>	72
<i>6.3.2 Modelo II</i>	79
7 RESULTADOS E DISCUSSÕES	80
7.1 Resultados do Método Clássico	80
<i>7.1.1 Vigamento principal e de extremidade</i>	80
<i>7.1.2 Lajes pelas Tabelas de Rüsçh</i>	83
<i>7.1.3 Transversinas de vão e de apoio</i>	85
7.2 Resultados dos modelos computacionais	85
<i>7.2.1 Modelo I</i>	85
<i>7.2.2 Modelo II</i>	89
7.3 Análise comparativa entre os resultados	100
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	104
9 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	105
REFERÊNCIAS	106
ANEXO A	108
ANEXO B	109

1 INTRODUÇÃO

Uma das grandes conquistas geradas pelo vertiginoso desenvolvimento da informática registrado nos últimos 50 anos foi a da disseminação da aplicação dos métodos numéricos na resolução de problemas de engenharia. Particularmente o método dos elementos finitos (MEF) revolucionou o cálculo de estruturas devido a sua grande versatilidade e capacidade de analisar modelos estruturais que jamais seriam concebidos sem a disponibilidade desta nova ferramenta.

Vários programas computacionais que utilizam o MEF estão hoje disponíveis no mercado, levando assim este recurso anteriormente restrito ao ambiente acadêmico para o ambiente dos escritórios de projeto. A aceitação é imediata uma vez que a proposta, bastante sedutora, é da realização de análises estruturais complexas de forma rápida e segura. Com isso, o desenvolvimento de modelos que combinem eficiência computacional e uma precisão razoável deve ser cada vez mais incentivado.

Neste cenário é importante que o engenheiro de estruturas esteja consciente de que os programas computacionais que utilizam MEF são, de fato, ferramentas muito poderosas para o cálculo e o detalhamento de estruturas, entretanto, deve também, compreender que cada tipo de estrutura analisada precisa ter sua modelação criteriosamente desenvolvida de forma a garantir a qualidade dos resultados. Uma modelação equivocada de uma estrutura pode produzir resultados desastrosos.

Devido a complexibilidade estrutural de pontes rodoviárias, esse tipo de obra torna-se perfeita para exemplificar o tema abordado nesse estudo. Assim sendo, será apresentado um estudo de caso de uma superestrutura de uma obra d'arte especial (OAE) para que, por meio dele, se possa demonstrar as premissas e os critérios adotados nas análises feitas no presente trabalho.

Este trabalho pretende analisar uma modelação por elementos finitos (EF) de placas e barras para a representação do tabuleiro de uma ponte rodoviária constituída de laje apoiada em vigas retas de concreto armado. Além disso, esse estudo também tem a proposta de calcular os esforços atuantes nessa ponte por meio do método tradicional, nomeado nessa pesquisa de Método Clássico, com o intuito de posteriormente realizar uma análise comparativa entre os resultados desses métodos. A ideia é que com a análise dos resultados obtidos por meio desses métodos distintos, apresentar os critérios que devem ser seguidos para garantir uma modelação eficiente pelo MEF deste tipo de estrutura.

1.1 Justificativa

Programas computacionais que utilizam o MEF são ferramentas muito poderosas para o cálculo e o detalhamento de estruturas de concreto. O usuário deve, contudo, compreender que cada tipo de estrutura analisada precisa ter sua modelação criteriosamente desenvolvida de forma a garantir a qualidade dos resultados.

É importante assim, para os projetistas de pontes, avaliar as alternativas de modelação numérica da estrutura do tabuleiro e eleger aquela que se seja a mais adequada, no sentido de melhor representar a distribuição dos esforços pelos elementos estruturais, o que conduz a um correto dimensionamento e detalhamento das armaduras.

Por mais que a utilização de programas computacionais seja instrumento conceituado no campo da Engenharia Civil, o usuário deve se alertar para o uso desses aplicativos, pois o mesmo deve dispor do conhecimento das individualidades de cada estrutura a ser projetada, objetivando garantir a representatividade do modelo computacional elaborado.

Fato este requer uma dedicação mais aprimorada, uma vez que é inadmissível erros na fase de projeto de uma OAE devido aos riscos que o subdimensionamento de uma estrutura de tal magnitude apresenta à sociedade.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a qualidade de um modelo numérico combinando EF de placa e de barra na representação de um tabuleiro de ponte rodoviária com vigas retas em concreto armado.

2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos dessa pesquisa resumem-se nas seguintes etapas:

- a) Caracterizar o tipo de tabuleiro de ponte rodoviária com duas vigas retas;
- b) Apresentar o modelo de cálculo da laje e das vigas sem a utilização direta de EF, Método Clássico;
- c) Fazer breve apresentação do MEF, caracterizando os elementos de barra e placa. Apresentar as características do software de EF, Midas Civil *Trail* 2015;
- d) Apresentar um modelo com elementos de barra e placa para representação do tabuleiro de pontes com duas vigas retas;
- e) Fazer um Estudo de Caso analisando um tabuleiro de ponte com duas vigas retas pelo Método Clássico e pelo software proposto;
- f) Fazer análise dos resultados e definir os critérios a serem seguidos para garantir a eficiência e a eficácia da modelação por EF;

3 METODOLOGIA

O trabalho se desenvolverá basicamente através das seguintes etapas: introdução aos assuntos discorridos, caracterização do objeto de estudo, apresentação dos modelos de cálculo que serão utilizados, realização de um estudo de caso, análise dos resultados e apresentação das conclusões. Na aplicação do Método Clássico se buscará sua automatização parcial através do uso de planilhas eletrônicas e programas computacionais mais simples. Já na aplicação do MEF será utilizado o software comercial Midas Civil.

O trabalho está estruturado em seis principais etapas. Inicialmente, na primeira etapa estão os Capítulos 1, 2, 3 e 4 onde será feita uma introdução aos assuntos abordados dessa pesquisa e também serão apresentadas as características de um tabuleiro de ponte rodoviária composto por vigas retas de concreto armado, incluindo a geometria dos elementos estruturais e suas funções na transferência das cargas, definindo assim o objeto de estudo desta pesquisa.

Ademais, para a segunda etapa, no Capítulo 5, será feita a descrição do Método Clássico de análise de tabuleiro de pontes rodoviárias com duas vigas retas. Nesse método a análise dos elementos do projeto é feita separadamente, ou seja, essa etapa procura descrever os processos para a determinação dos esforços nas vigas principais (longarinas), nas lajes de concreto armado e nos demais elementos que compõem a superestrutura estudada, individualmente. Dessa forma, a complexibilidade do modelo de cálculo é reduzida, possibilitando que essa metodologia seja empregada tanto no âmbito acadêmico, como no profissional.

A terceira etapa é debatida ainda no Capítulo 5, será exemplificado a aplicação do MEF na elaboração de modelos para a obtenção dos esforços solicitantes em uma estrutura qualquer semelhante a estrutura objeto do estudo de caso. Para tal fim, será utilizado o software Midas Civil, pois ele apresenta um sistema de soluções integradas correspondentes com o propósito desse trabalho.

A próxima etapa é o estudo de caso, desenvolvido no Capítulo 6, em que se escolherá uma situação real de projeto para aplicação do Método Clássico e do MEF, descritos no capítulo anterior, na obtenção dos principais esforços atuantes na estrutura.

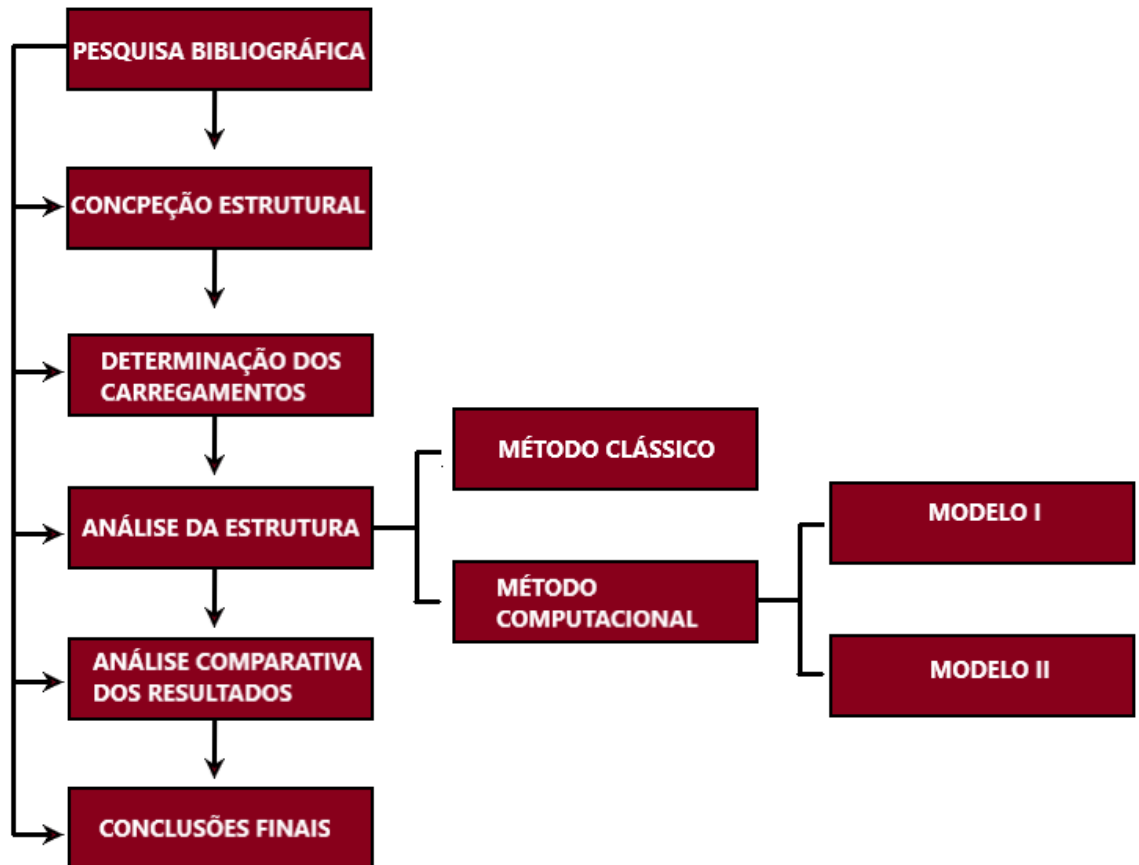
O Capítulo 7 contém a quinta etapa, nele pretende-se discorrer sobre a análise criteriosa feita com os resultados obtidos pelos métodos aplicados nessa pesquisa, evidenciando as diferenças, limitações e vantagens de cada modelo numérico elaborado.

Por fim, para a última etapa, no Capítulo 8, serão apresentadas as considerações finais sobre os critérios a serem seguidos para geração de um modelo de EF que represente

adequadamente o comportamento estrutural de um tabuleiro de ponte rodoviária com vigas retas.

A seguir, a Figura 1 apresenta um fluxograma contendo as etapas percorridas durante a realização desse trabalho.

Figura 1 – Diagrama de Etapas



Fonte: elaborada pelo autor.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

De acordo com observado em Marchetti (2008), denomina-se ponte a OAE que sustenta uma pista para a passagem de veículos e outras cargas móveis, destinada a transposição de obstáculos à continuidade do leito de uma via, sendo estes caracterizados por rios, braços de mar ou qualquer curso d'água. Quando esses obstáculos não são compostos por água, a OAE é comumente nomeada de viaduto.

As pontes são grandiosas obras de engenharia advindas da necessidade das sociedades primordiais de se desenvolver, pois com o crescimento das cidades as margens de rios, foi trago à tona a necessidade de transitar perante a esses obstáculos e para tal fim, a construção de simples passarelas de madeira dava início a cronologia dos métodos construtivos que evoluíram junto com o progresso tecnológico, passando por materiais como madeira, pedra, metal e concreto.

4.1 Histórico

Há muitos anos percebeu-se a necessidade de ocasionalmente atravessar vales e rios, por exemplo. Segundo WITTFOHT, H (1975)

Desde que o homem habita este mundo, as pontes são a expressão de sua vontade de superar os obstáculos que encontra no caminho para atingir o seu objetivo. As pontes são testemunho do progresso, poder e decadência; nos falam da cultura dos povos e de sua mentalidade.

Porém, não se sabe ao certo quando se deu a construção da primeira ponte, o que se tem conhecimento, de acordo com Hoss (2014), é que a humanidade utilizou modelos achados na natureza e adaptou-os em conformidade com suas utilidades.

Outrossim, Leonhardt (1979) afirma que as primeiras pontes eram produzidas de pedra ou madeira, utilizando-se de arranjos estruturais muito elementares. Além disso, os romanos foram os povos que construíram a maior quantidade de pontes desse material. Ademais, após um pouco de aprimoramento, foram feitas pontes em forma de arco ou abóbodas, na qual o concreto foi assumindo o lugar das pedras como instrumento de construção, como mostrado na Figura 2.

Figura 2 – Ponte de Santo Ângelo - Roma



Fonte: Wikipedia (2011).

Ainda segundo Leonhardt (1979), no final do século XVIII, as primeiras pontes metálicas, feitas de ferro fundido, foram desenvolvidas. Contudo, somente a partir de 1850 que foram construídas pontes em treliça com 124 metros de vão. No entanto, apenas no século XX surgiram as pontes de concreto armado, a partir de 1912, e de concreto protendido, após a Segunda Guerra Mundial, com vigas que chegavam a atingir até 230 metros.

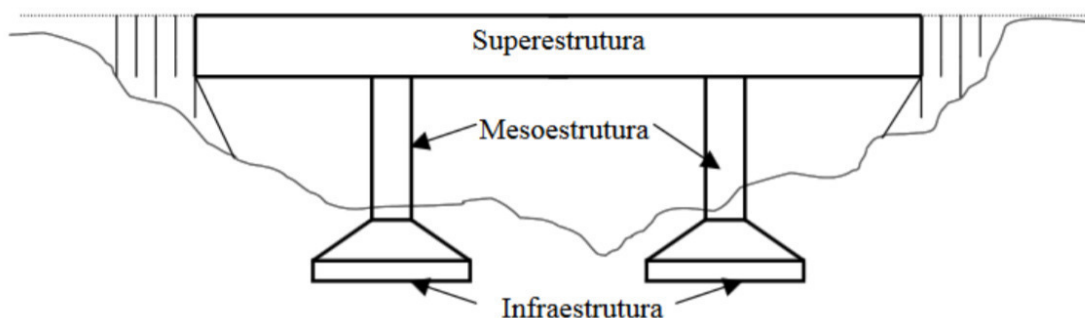
4.2 Elementos Funcionais das pontes

Segundo Pfeil (1983), os elementos constituintes dessas estruturas podem ser divididos em três partes principais de acordo com a perspectiva funcional, Superestrutura, Mesoestrutura e Infraestrutura, de acordo com a Figura 3, cujas características são:

- a) Superestrutura: complemento superior composto usualmente por lajes e vigamentos, responsáveis por receber o carregamento imediato do estrado e transmiti-las, ao longo dos vãos, para a mesoestrutura.
- b) Mesoestrutura: parte da obra constituída por pilares, responsáveis por receber as cargas da superestrutura e transmiti-los para a infraestrutura, além disso esse componente é diretamente encarregado de receber os esforços provenientes da água em movimento, empuxos de terra laterais e pressão dos ventos.
- c) Infraestrutura: também denominada de fundação, esse componente é constituído por tubulões, blocos, estacas ou sapatas, dependendo da natureza

do terreno no qual a ponte se apoiará. Assim sendo, é nessa parte que a infraestrutura se apoia, podendo assim, transmitir seus esforços para o terreno natural.

Figura 3 – Esquema funcional de uma Obra de Arte Especial



Fonte: Mattos (2001).

Pfeil (1983) afirma, ainda, que o tabuleiro de uma ponte é constituído por uma laje revestida pela pavimentação, apoiada nas vigas principais, denominadas longarinas, pelo vigamento secundário, denominado de transversinas de vão e de apoio, podendo ser ligadas ou desligadas da laje. Também faz parte da superestrutura elementos como as cortinas e alas laterais, que são elementos situados na extremidade da estrutura, tendo por finalidade sustentar e conter o empuxo de terra proveniente dos aterros de acesso, além do enrijecimento transversal da ponte. Outro elemento que merece destaque são as placas de transição, sendo lajes de concreto armado assentadas sobre o aterro da via e o dente da cortina ou do encontro, tendo como função amenizar a diferença de nível entre a estrada e o tabuleiro da ponte, proveniente dos recalques do primeiro.

Encontram-se ainda alguns elementos secundários que podem influenciar no dimensionamento do conjunto principal, como o guarda-rodas ou barreiras, comumente adotados o tipo *New Jersey*, que tem por função definir as vias de tráfego, devendo ser dimensionados para suportar a colisão da roda de um veículo desgovernado, mantendo-o dentro da via e impedindo assim o agravamento de um acidente. Similar a esse elemento apresenta-se o guarda corpo, situado nas extremidades longitudinais, destinado à proteção do pedestre que faz uso da ponte.

4.2 Classe Rodoviária

Mattos (2001) relata que uma ponte é um componente significativo em um sistema de transporte, demandando um elevado investimento, dessa forma, sua concepção deve ser cuidadosamente planejada, garantindo a melhor distribuição dos recursos disponíveis.

O projetista deve se atentar para que suas características não restrinjam a capacidade do fluxo de tráfego, sua largura deve ser suficiente para comportar o número de vias necessárias para aquele corpo estradal. Assim como, sua resistência deve ser projetada com o intuito de garantir sua durabilidade, conforme regido nas seções 6 e 7 da NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, uma vez que o comprometimento da estrutura pode inviabilizá-la, causando transtorno aos usuários, que se submeterão a novas rotas e provavelmente a um aumento no tempo de viagem e no gasto de suas despesas com a viagem.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) estabelece classes rodoviárias que regem as características técnicas dessas obras, sendo elas Classe I, II e III, que dominam as limitações de acordo com a região topográfica na qual a obra se encontra (plana, ondulada e montanhosa), com as velocidades diretrizes, raios mínimos das curvas horizontais, rampas máximas admissíveis, distância mínima de visibilidade e inclinações transversais.

4.3 Métodos Construtivos e Classificação das Pontes

A escolha do método construtivo de uma ponte influencia diretamente no sistema estrutural e nos materiais a serem empregados. Entretanto, essa escolha está diretamente ligada a extensão e altura do vão a ser vencido, aos investimentos disponíveis para a obra e as limitações do local de construção, como a carência de matérias ou de equipamentos construtivos mais modernos.

Segundo Marchetti (2008), o avanço do estado da arte proporcionou aos engenheiros dessas estruturas, a variedade de técnicas construtivas que podem ser configuradas da seguinte forma:

- a) *In loco*: os elementos estruturais são executados no próprio local da ponte, através de moldes formados por elementos metálicos ou de madeira, de forma que a distribuição da estrutura é definida pelo escoramento adequado.
- b) Pré-moldada: os elementos estruturais são fabricados fora dos seus locais definitivos e posteriormente transportados e instalados nos seus devidos lugares, podendo ser

fabricados em usinas na própria obra ou em fábricas contendo um alto controle de qualidade. Esse método tem se mostrado bastante atrativo devido a agilidade na construção, pois é possível construir várias peças simultaneamente, e devido a sua versatilidade proporcionada pelas diversas possibilidades no acabamento das formas.

- c) Em balanços sucessivos: partindo de um pilar de suporte já construído, as aduelas da superestrutura avançam progressivamente em balanços por meio de uma estrutura treliçada móvel, até vencer todo o vão. Esse é um dos sistemas mais versáteis, pois praticamente elimina os escoramentos intermediários, podendo vencer vãos de 60 a 240 metros, graças a aplicação do concreto protendido.
- d) Em aduelas ou segmentos: esse método de construção é bastante similar ao de balanços sucessivos, discernindo, principalmente, na superestrutura disposta em balanço que é pré-moldada.

Marchetti (2008) afirma ainda, que as pontes podem ser classificadas de acordo com alguns requisitos, os quais a obra deve cumprir:

- a) Funcionalidade: as pontes devem suprir as demandas de tráfego para as quais foram projetadas;
- b) Segurança: a forma e o materiais utilizados na construção de uma ponte devem apresentar resistência admissível maior que os esforços solicitantes, sem apresentar rupturas;
- c) Durabilidade: a OAE deve ser projetada para ter uma vida útil atendendo satisfatoriamente todos os requisitos de projeto;
- d) Estética: a estrutura da ponte, como um todo, deve harmonizar com o ambiente a qual se encontra;
- e) Economia: o modelo estrutural adotado em projeto deve ser o mais econômico, desde que, atendendo os requisitos anteriores.

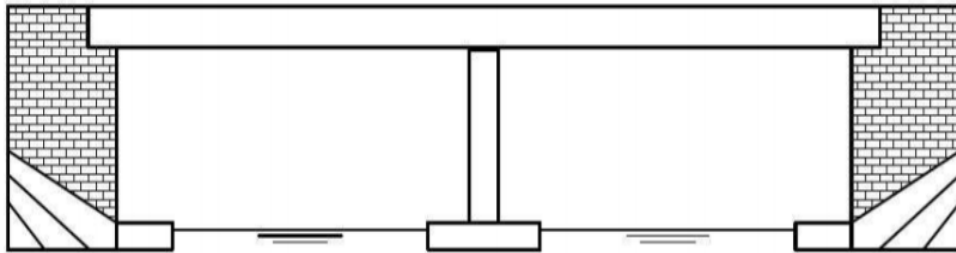
Independente do processo construtivo, um bom projeto de uma OAE deve conciliar o sistema estrutural mais adequado para a solução da problemática, com a viabilidade econômica do empreendimento.

4.3.1 Pontes em viga e em laje

As pontes em laje não possuem vigamento, ou seja, a laje transmite os esforços de tráfego direto para a mesoestrutura. São obras de pequenas dimensões, entretanto apresentam vantagens relacionadas a rapidez na execução e alta rigidez a torção. O modelo da Figura 4 ilustra esse sistema estrutural.

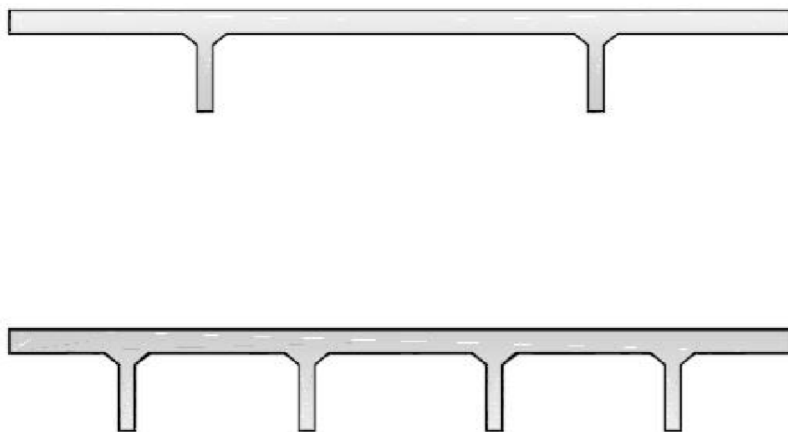
As pontes em viga e em laje são caracterizadas estruturalmente por uma laje apoiada por vigas, formando o tabuleiro que por sua vez é sustentado por pilares. Esse sistema pode ser classificado em diferentes formas, conforme a disposição transversal das vigas, como relata a Figura 5 ou do formato do tabuleiro, como está exemplificado na Figura 6. Pfeil (1983) afirma que esse tipo de ponte é usualmente empregado para vãos de pequeno a médio porte, como de até 25 metros.

Figura 4 – Esquema estrutural de uma ponte em laje



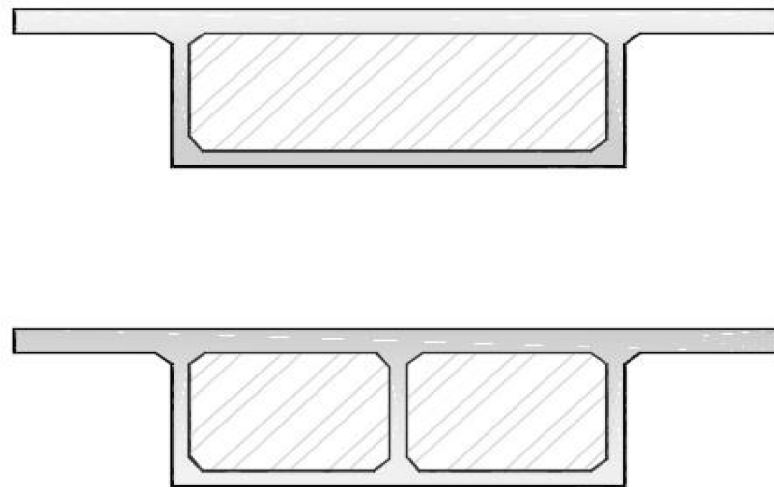
Fonte: Marchetti (2008, com adaptações).

Figura 5 – Seções transversais de tabuleiros com laje apoiadas em vigas



Fonte: Giardin (2019).

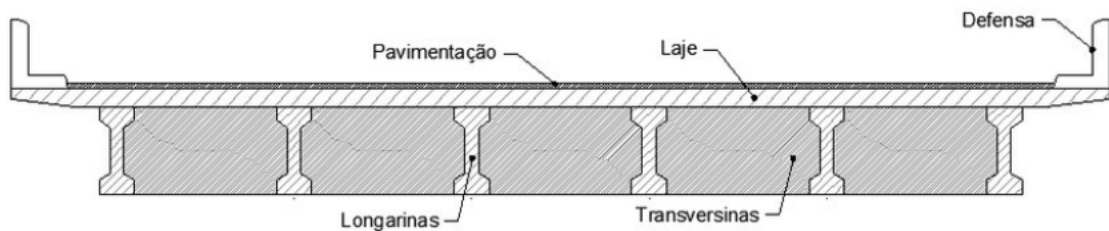
Figura 6 – Seções transversais de tabuleiros em caixão



Fonte: Giardin (2019).

Para vãos maiores, são comumente usadas as vigas de concreto protendido e é merecido observar a crescente utilização desse método no atual mercado, uma vez que, suas grandes vantagens construtivas e econômicas corroboram a difusão desse método em conjunto do processo construtivo de pré-moldado para a aplicação de vigas múltiplas, integradas a uma laje de concreto moldada *in loco*. A Figura 7 mostra um projeto exemplo desse tipo de sistema estrutural.

Figura 7 – Seção transversal de um tabuleiro com laje apoiada em vigas pré-moldadas



Fonte – Cavalcante (2016).

4.3.2 Pontes em arco

Segundo Leonhardt (1979), esse sistema estrutural, tem sua forma curva desenvolvida a partir da linha de pressões que permite a construção da ponte sem a execução de pilares, uma vez que os esforços são dissipados para regiões maiores de atuação, evitando assim a existência de forças concentradas. Pode-se observar na Figura 8 um exemplo desse tipo de obra que, segundo Giardin (2019), encontra-se em desuso nos dias atuais, em razão ao pouco

aproveitamento de carga útil quando comparado ao grande peso próprio desse tipo de estrutura, além de possuir uma difícil execução.

Figura 8 – Ponte em arco Ernesto Dornelles



Fonte: Blog - Gigantes do Mundo.

4.3.3 Ponte pênsil

Esse tipo de obra é caracterizada por um tabuleiro sustentado por cabos metálicos atirantados em dois cabos principais, nomeados de cabos portantes parabólicos, onde esse cabeamento principal fixa-se nas torres de sustentação. A aplicação de material nessas obras pode variar, podendo ser constituídas de concreto ou metal, ocorrendo muitas vezes a atuação conjunta desses componentes em uma estrutura mista, ilustrada na Figura 9. Entretanto, essas obras só são economicamente viáveis para vão entre 600 a 800 metros, ainda devendo ser considerado a alta rigidez que o tabuleiro dessa estrutura deve conter, pois os elementos ficam vulneráveis a esforços de torção provocados pelos ventos em grandes velocidades.

Figura 9 – Ponte pênsil Verrazano-Narrows



Fonte: Blog - Gigantes do Mundo.

4.3.4 Ponte estaiada

Conforme Leonhardt (1979), as pontes estaiadas possuem o tabuleiro suspenso por meio de cabos inclinados, denominados de estais, que se ligam as torres, modelo ilustrado na Figura 10. Ainda segundo o autor, a disposição desses cabos caracteriza a OAE em arco, leque ou leque modificado, sendo o tipo em leque o formato mais eficiente para esse tipo de obra.

O número de cabos determina a esbeltez das vigas do tabuleiro, ou seja, quanto maior a quantidade de cabos, mais esbelta será a estrutura das vigas.

Figura 10 – Ponte estaiada com seus cabos dispostos em formato de leque



Fonte: Blog - JZ Engenharia.

4.3.5 Ponte em pórtico

Esse modelo de ponte pode ser conceituado pela não utilização de aparelho de apoio entre a superestrutura e a infraestrutura, ou seja, as vigas e os pilares são apenas um único elemento estrutural, sendo monoliticamente ligados, permitindo assim a transferência de momentos fletores entre os elementos. A Figura 11 apresenta um exemplo de uma ponte em pórtico.

Figura 11 – Ponte de São João, em pórtico



Fonte: Blog – Porto-Sentido.

4.4 Ações Solicitantes em Pontes

A NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, estabelece os requisitos mínimos a serem atendidos na verificação de segurança, em relação as ações atuantes na construção. Essas solicitações podem ser classificadas de acordo com sua variabilidade no tempo de três formas, ações permanentes, cujas intensidades são consideradas ao longo da vida útil da estrutura, ações variáveis, que por sua vez têm caráter transitório e, por fim, as excepcionais, que são aquelas provocadas por circunstâncias anormais. Todavia, é importante ressaltar que o presente trabalho tem por finalidade analisar somente um tabuleiro de uma ponte rodoviária de concreto armado e, assim, algumas

solicitações mencionadas em norma não influenciarão no dimensionamento da estrutura proposta. Os tópicos a seguir detalham as solicitações consideradas na análise desse projeto.

4.4.1 Ações Permanentes

Esse tipo de solicitação é regido pela norma NBR 7187:2003 – Projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido – Procedimento, na qual estabelece que essas cargas são devido ao peso próprio dos componentes da estrutura, como por exemplo o peso proveniente das lajes e vigamentos, dos guarda rodas, guarda corpos, do revestimento asfáltico sobre o tabuleiro, entre outros. Para fins de dimensionamento, essas cargas podem ser aplicadas de forma distribuídas ou concentradas.

Deve-se atentar que os empuxos de terra, em conjunto com a subpressão da água, atuam de forma contínua e esses esforços devem ser considerados para o cálculo das cargas permanentes. Além disso, as forças de protensão juntamente com as considerações devido as deformações impostas são consideradas cargas permanentes, contudo não foram consideradas para efeito desse trabalho.

Para a determinação das cargas advindas dos elementos de concreto armado ou protendido, deve ser considerado o valor mínimo ou igual a 25 kN/m³, para o seu peso específico. Já para estruturas que se compõe de concreto simples, deve-se adotar o valor de 24 kN/m³ como peso específico (NBR 7187:2003).

Ainda está contida nessa norma as considerações para as cargas provenientes da pavimentação, que será aplicada somente nas faixas de rolamento, onde deve-se adotar, para o peso específico do material utilizado, um valor mínimo ou igual de 24 kN/m³, devendo ser considerado ainda o acréscimo de uma carga 2 kN/m² prevendo um possível recapeamento da via. Com isso, possuindo a área do elemento e seu peso específico, pode-se determinar os valores das cargas permanentes por meio da Equação 1, que determina esses esforços por metro de comprimento.

$$g = A \times \gamma \quad [kN/m] \quad (1)$$

Onde:

g = carga permanente por metro de comprimento;

A = área do elemento analisado;

γ = peso específico do elemento analisado;

Já no caso dos esforços gerados pelo empuxo de terra, essas ações devem ser regidas pelos princípios da mecânica dos solos, em função da sua natureza, podendo ser ativo, passivo ou de repouso, pelos parâmetros e inclinações dos taludes de aterro, adotando um valor mínimo ou igual a 18 kN/m^3 para o peso específico e o valor máximo de 30° para o ângulo de atrito interno do solo.

4.4.2 Ações Variáveis

A NBR 7187:2003 menciona que as ações podem ser classificadas das seguintes formas:

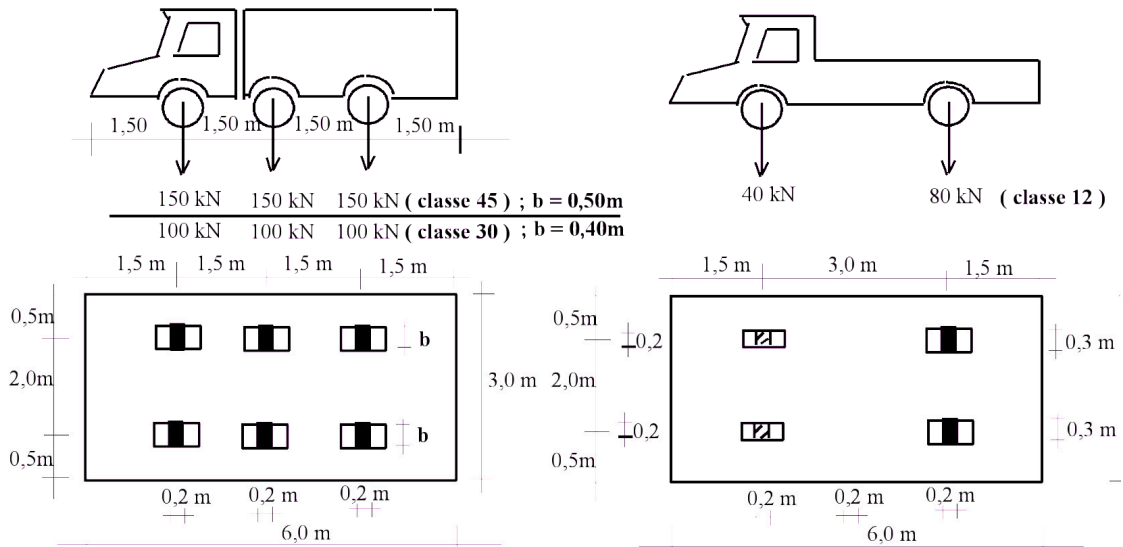
- a) Cargas móveis;
- b) Cargas de construção;
- c) Cargas de vento;
- d) Empuxos de terra provocados por cargas móveis;
- e) Efeito dinâmico do movimento das águas;
- f) Variações de temperatura.

Para esse trabalho, somente os dois primeiros itens serão considerados no dimensionamento da estrutura. O efeito dinâmico das cargas móveis está orientado pela NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, nela o carregamento real, proveniente do tráfego na qual a estrutura está sujeita, é representado pelo trem-tipo, que por sua vez é caracterizado pela ação de um veículo de dimensões especiais em conjunto de uma carga de multidão uniformemente distribuída sobre o tabuleiro. A classe da ponte depende do tipo do veículo normativo aplicado na estrutura, mostrados na Figura 12.

As classes das pontes podem ser divididas de acordo com os itens abaixo:

- a) Classe 45 – que determina um veículo-tipo de 450 kN de peso total;
- b) Classe 30 – que determina um veículo-tipo de 300 kN de peso total;
- c) Classe 12 – que determina um veículo-tipo de 120 kN de peso total.

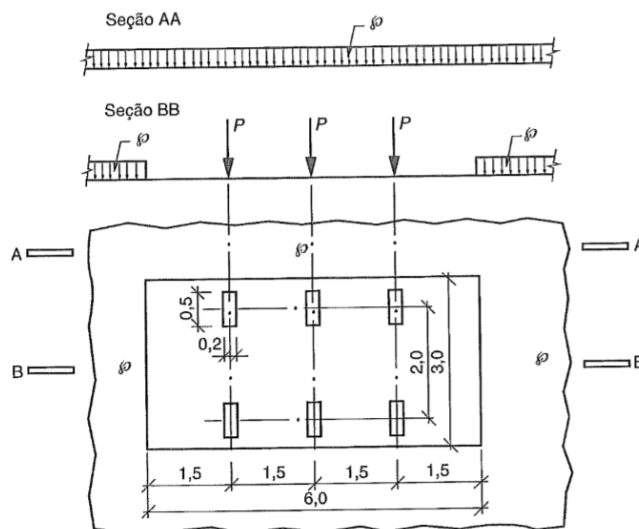
Figura 12 – Veículos normativos tipo 45, 30 e 12



Fonte: Marchetti (2008, com adaptações).

Para esse trabalho foi adotado o veículo padrão TB-45 que é constituído de um veículo tipo de 450,0 kN, com seis rodas, onde cada roda aplica uma carga concentrada P de 75,0 kN na estrutura, distribuídas igualmente em três eixos afastados entre si em 1,50 m, com uma área de ocupação de 18,0 m², envolta por uma carga distribuída constante p de 5 kN/m². Além disso, uma carga uniformemente distribuída de 3 kN/m² deve ser considerada nos passeios de pedestres, entretanto o modelo adotado nessa pesquisa não dispõe desses componentes. A Figura 13 mostra a disposição dessas cargas sobre a estrutura.

Figura 13 – Disposição das cargas do trem-tipo



Fonte: NBR 7188:2013.

Dessa forma, a determinação dos esforços atuantes vindos das cargas móveis depende diretamente da faixa de atuação do trem-tipo na pista de rolamento. Sendo assim, é de notável importância considerar a pior circunstância desses esforços, ou seja, o local onde essas cargas pontuais e distribuídas provoquem o maior dano a estrutura.

A norma estabelece do mesmo modo coeficientes de majoração dessas cargas, sendo eles o Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), que amplifica a atuação da carga estática com a finalidade de simular o efeito dinâmico dos veículos em movimento, de forma que seu valor é obtido pela Equação 2. O Coeficiente do Número de Faixas (CNF) tem o intuito de corrigir as distorções estáticas, como mostrado na Equação 3, por fim, o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA) é empregado nas cargas móveis para compensar as imperfeições e descontinuidades na pista de rolamento, devendo ser adotado como 1,25 para obras de concreto ou obras mistas e como 1,15 para obras em aço.

$$CIV = 1 + 1,06 \left[\frac{20}{(Liv + 50)} \right] \leq 1,35 \quad (2)$$

Onde:

Liv é o vão em metros para o cálculo CIV conforme o tipo da estrutura, sendo:

Liv é a média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos;

Liv é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

$$CNF = 1 - 0,05 (n - 2) > 0,9 \quad (3)$$

Onde:

n é o número inteiro de faixas de tráfego rodoviário sobre a ponte, acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia;

4.4.3 Ações Excepcionais

As ações excepcionais, como mencionadas anteriormente, têm como características uma baixíssima probabilidade de ocorrência e com um período curto de duração, como colisões de veículos, explosões e até fenômenos naturais como sismos e enchentes. Para esse trabalho será considerada, como ação excepcional, a colisão de um veículo nas barreiras *New Jersey*, representada por uma força horizontal de 60,0 kN nesse elemento.

4.5 Método Clássico de Dimensionamento

No modelo clássico a análise dos elementos da superestrutura de uma ponte é feita separadamente, pois a complexidade do estudo com todos os componentes integrados em uma estrutura espacial inviabiliza tal opção, ou seja, essa etapa procura descrever sobre os processos para a determinação dos esforços nas vigas principais (longarinas), nas lajes de concreto armado e, por fim, nos demais elementos da superestrutura proposta nesse trabalho.

4.5.1 Esforços no Vigamento Principal

De acordo com Pfeil (1983), dimensionamento das longarinas é realizado com as solicitações calculadas para as suas seções transversais. Com isso, as solicitações mais usuais são momento fletor e esforço cortante, não havendo relevância para essa pesquisa a análise dos momentos torsores. Ainda segundo o autor, a quantidade de seções transversais adotadas para cada tramo varia de acordo com a dimensão do vão, sendo usualmente adotado cinco seções para vãos na ordem de 10 a 15 metros e dez seções para vãos médios de 25 a 30 metros.

4.5.1.1 Carregamento Permanente

Pfeil (1983) afirma que as cargas de peso próprio, tendo posição fixa na estrutura, se prestam a um cálculo mais simples que as cargas móveis, cuja posição no tabuleiro é variável. O quinhão de carga permanente aplicado em cada longarina é caracterizado pelo peso próprio da viga principal e da área equivalente ao segmento do tabuleiro apoiado nesse elemento, que corresponde a uma carga distribuída igualmente por toda a viga.

É comum a prática do engrossamento das longarinas na região do encontro com os apoios. Esse padrão tem o intuito de diminuir as tensões de compressão nas seções do apoio provocadas pelos elevados valores do esforço cortante. Este alargamento provoca um acréscimo de carga permanente nas longarinas na forma um carregamento triangular no segmento onde esse engrossamento está situado. De modo similar, o peso próprio das transversinas de vão e de apoio também produzem cargas concentradas nesse quinhão. Finalmente, deve-se considerar uma carga concentrada na extremidade da longarina, derivada do peso próprio das transversinas de extremidade ou cortinas e os esforços atuantes sobre ela, como o peso do aterro sobre os dentes, placa de transição e alas.

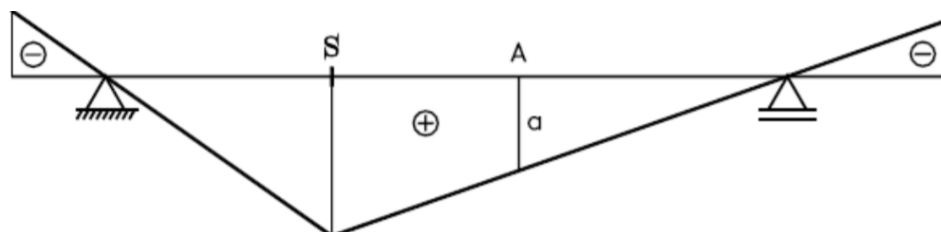
4.5.1.2 Carregamento Móvel

Esse carregamento é proveniente do caminhamento longitudinal do trem-tipo escolhido para a obra. Desse modo, a determinação das envoltórias dos esforços depende, de modo direto, da faixa de atuação da carga móvel sobre o tabuleiro da ponte. Posto isso, deve-se considerar a pior situação para a viga principal em análise e não devem ser consideradas nessa solicitação as cargas dos eixos do veículo normativo que produzam uma redução do estresse na estrutura, devendo ser levado em consideração a geometria da seção transversal da ponte, o número e espaçamento de vigas.

A análise por tentativa e erro das várias posições que o carregamento móvel poderia adotar sobre a estrutura é uma alternativa para esse problema, entretanto pouco eficiente e, de maneira geral, não é prática, exceto para carregamentos simples, que não é o caso de estruturas como pontes. Contrapondo-se a essa metodologia, o método das Linhas de Influência (LI) é uma alternativa amplamente empregada para esse tipo de cálculo, visto que esse procedimento permite identificar as posições do carregamento que provocam os valores extremos de um determinado esforço, de forma prática e objetiva.

Nesse processo, linhas são construídas sobre o eixo da estrutura e representam a variação de um determinado esforço, como por exemplo, um momento fletor, um esforço cortante de uma seção ou até mesmo uma reação de apoio, em função da posição de uma carga unitária vertical, geralmente de cima para baixo, que passeia sobre a estrutura, exemplificada na Figura 14. Assim, com representação gráfica e analítica da LI é possível determinar os valores máximos de um esforço qualquer em uma determinada seção da estrutura.

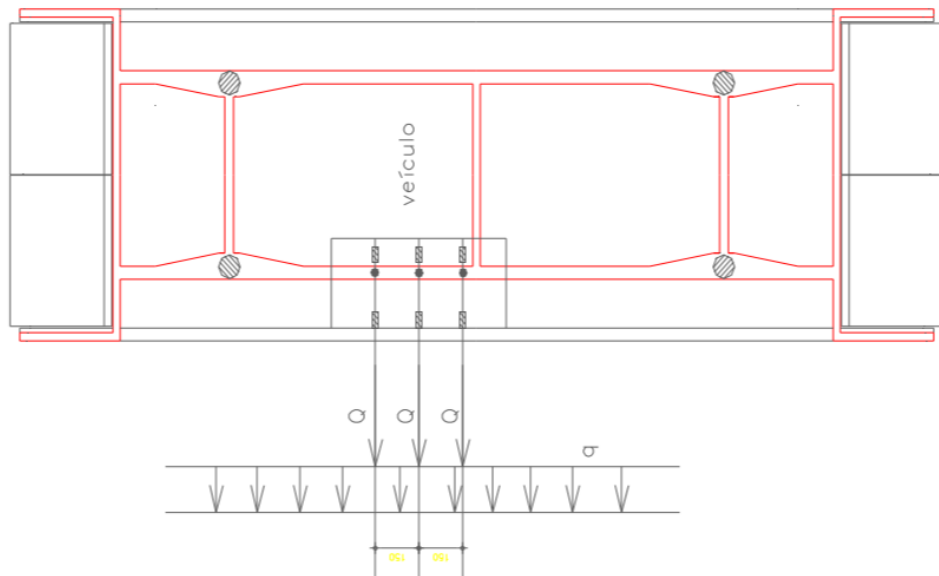
Figura 14 – Exemplo de Linha de Influência



Fonte: elaborada pelo autor.

Com o intuito de facilitar os cálculos, foi realizada uma simplificação desse trem-tipo, no caso o TB-45, aplicando a carga distribuída p na área de ocupação do veículo e assim reduzindo a carga P de 75 kN para 60 kN, como mostrado na Figura 15 abaixo.

Figura 15 – Esquema do Trem tipo simplificado



Fonte: Apostilas de pontes do Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.

Como visto em Marchetti (2008), para se obter os efeitos mais desfavoráveis na determinação dos momentos negativos deve-se alinhar a roda do veículo no guarda-roda e para os momentos positivos nas longarinas deve-se passa-la pelo centro da laje.

Para simplificar o trabalho de análise, admite-se que a distribuição transversal de cargas, determinada numa seção próxima ao meio do vão, se mantém inalterada para as demais seções da viga, inclusive as seções próximas dos apoios. Essa hipótese envolve imprecisões consideráveis, porém se verifica, através de cálculos comparativos, que os erros nas solicitações são relativamente pequenos. (Pfeil: 1983)

Em conclusão, os esforços definitivos na longarina são resultados pela curva de envoltória proveniente da combinação dos momentos fletores e esforços cortantes no Estado Limite Último (ELU) entre as cargas permanentes e as cargas móveis.

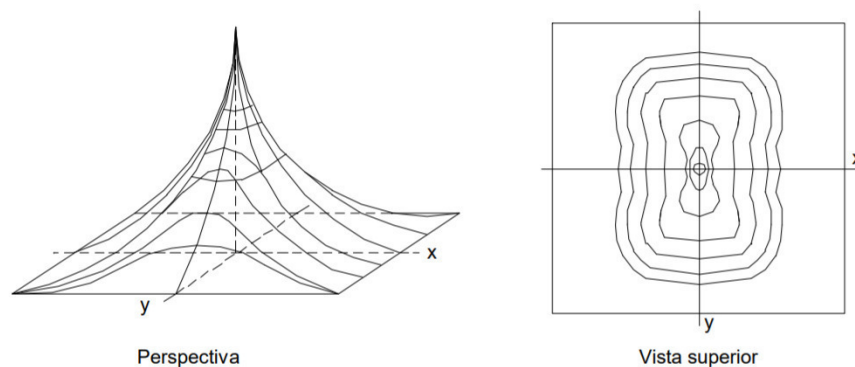
4.5.2 Esforços nas Lajes

O dimensionamento das lajes de uma ponte é fundamentado na teoria das placas. Como mencionado anteriormente, as cargas móveis, também chamadas cargas úteis, são as

solicitações principais em pontes, também foi visto que o projetista deve-se atentar no posicionamento do trem tipo, de maneira que ele exerça as maiores solicitações na estrutura.

Spernau (2013) sugere então, a utilização do método das Superfícies de Influência (SI), que é a aplicação do conceito de LI, mostrada no dimensionamento das longarinas, em um espaço tridimensional, dessa forma o autor pretende identificar o posicionamento do veículo que gera os esforços mais agravantes para a estrutura das lajes. A Figura 16 ilustra esse conceito com um carregamento exemplar em contato com a superfície de uma laje.

Figura 16 – Superfície de influência do momento fletor no meio do vão de uma laje



Fonte: Araújo (1999).

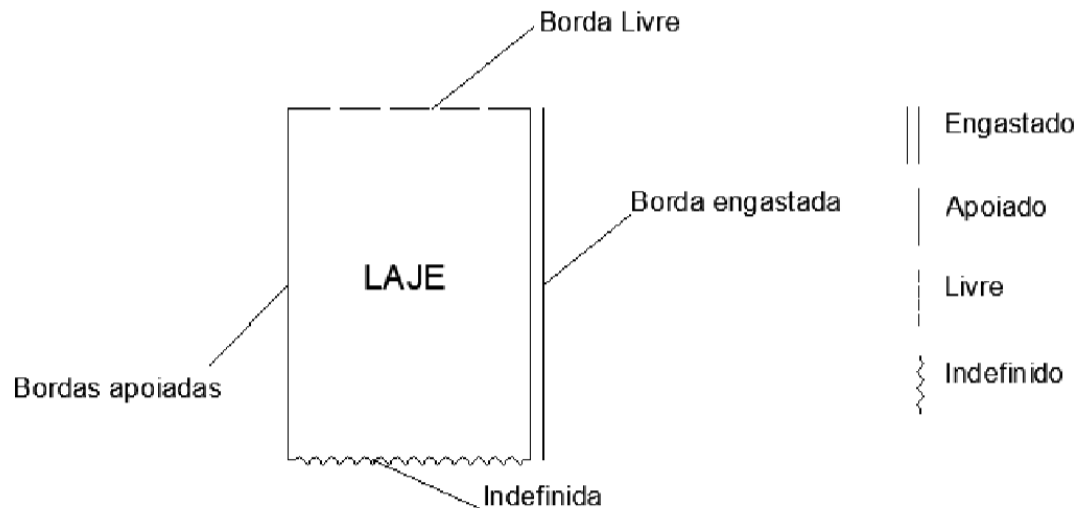
Entretanto essa solução ainda é bastante trabalhosa e segundo o próprio autor não é possível determinar, de forma exata, a solução da equação diferencial proposta para esse modelo, ainda que satisfeitas as condições de contorno. Contrapondo-se a esse problema, lança-se mão do uso de tabelas de cálculos e soluções numéricas. As tabelas do alemão Hubert Rüsç são amplamente empregadas no dimensionamento de pontes, uma vez que os trens tipo estabelecidos pela norma brasileira NBR 7188:2013 coincidem com os da norma alemã DIN 1075:1955-04, cujas características foram utilizadas por Rüsç na elaboração dessas tabelas.

4.5.2.1 Tabelas de Rüsç

As tabelas de Rüsç foram desenvolvidas através do método das diferenças finitas e permitem determinar as solicitações nas lajes mediante a condições de apoio estabelecidas nas tabelas, sendo elas engaste perfeito, bordo livre, apoio simples e indefinido, que é encontrada quando uma das dimensões da laje é muito superior a outra, aumentando a relação L_y/L_x . A

Figura 17 mostra as condições de apoio encontradas nas tabelas de Rüsç, citadas anteriormente.

Figura 17 – Circunstâncias de apoios estabelecidas pelas Tabelas de Rüsç



Fonte: Araújo (1999).

Uma vez definida as condições de apoio da laje analisada, a próxima etapa é calcular os parâmetros de entrada nessas tabelas para obter os coeficientes k_{p1} , k_{p2} e k_{p3} que permitem calcular os esforços solicitantes no tabuleiro. Tais parâmetros são relações entre a geometria do carregamento e geometria da laje. As equações 4, 5, 6 e 7 são as relações utilizadas nas tabelas de Rüsç:

$$Ly/Lx \quad (4)$$

$$Lx/\alpha \quad (5)$$

$$t/\alpha \quad (6)$$

$$t = b' + 2.f + h \quad (7)$$

Onde:

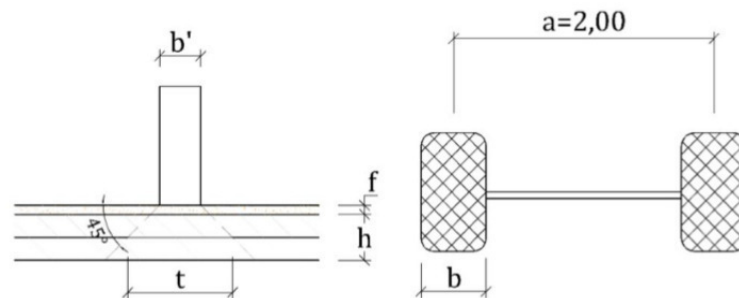
Ly = distância do vão da laje na direção “y”;

Lx = distância do vão da laje na direção “x”;

- α = espaçamento entre centros de roda de um mesmo eixo;
- t = projeção do carregamento de uma roda na face intermediária da laje;
- b = largura corrigida da roda a ser utilizada nas tabelas de Rüsçh;
- f = espessura média de pavimento sob o eixo geométrico da roda;
- h = espessura da laje sob o eixo geométrico da roda.

A Figura 18 demonstra as características geométricas desses parâmetros necessários às Tabelas de Rüsçh. Observa-se que α é definido pelo veículo normatizado pela NBR 7188:2013 e que em t a carga se espalha com um ângulo de 45 °.

Figura 18 – Geometria da projeção da roda no tabuleiro



Fonte: Nunes (2017).

O Método de Rüsçh permite definir os momentos solicitantes nas lajes devidos as cargas permanentes pela Equação 8 e os momentos devidos as cargas variáveis de acordo com a Equação 9.

$$Mgk = k \times g \times lx^2 \quad (8)$$

Onde:

k = Coeficiente retirado da tabela de Rüsçh;

g = Carga permanente;

lx = Largura da laje analisada;

$$Mqk = CIV [P k_{p1} + p (k_{p2} + k_{p3})] \quad (9)$$

Onde:

CIV = Coeficiente de impacto vertical;

P = Carga pontual de uma roda do veículo tipo;

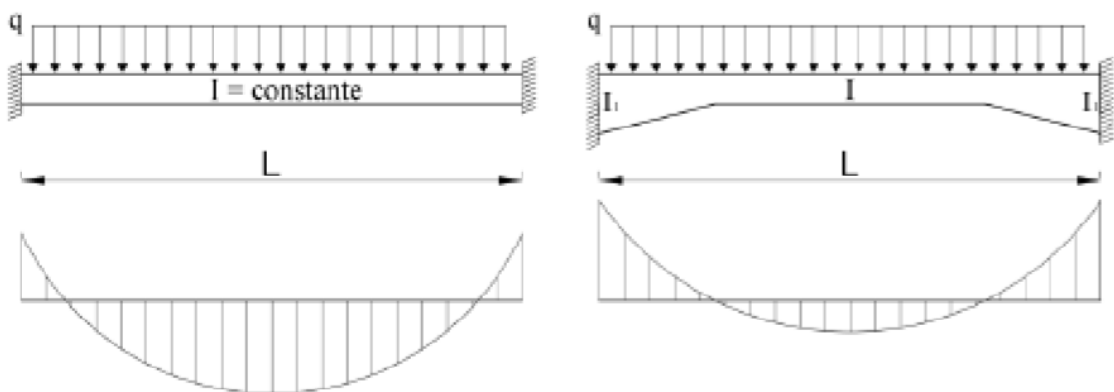
p = Carga distribuída uniformemente de multidão;

k_{p1} , k_{p2} e k_{p3} = Coeficientes retirados das tabelas de Rüsçh.

4.5.2.2 Efeito das mísulas

É comum a prática construtiva de mísulas transversais nas lajes de pontes com o tabuleiro composto por lajes e duas vigas principais, como a adotada no presente trabalho. De acordo com Souza (2015), a seção transversal dessas lajes pode ser constante ou variável, de acordo com as finalidades estéticas ou de distribuição dos momentos fletores. Desse modo, com o aumento da seção localizada próxima aos apoios, encontro com as longarinas, resultará no aumento da inércia, implicando na elevação do momento fletor negativo e, conseqüentemente, na redução do momento positivo, como pode-se observar no esquema da Figura 19, a seguir.

Figura 19 – Distribuição de momentos em vigas biengastadas com altura constante e variável.



Fonte: Souza (2015).

A Tabela X, encontrada no Anexo A, fornece os valores do coeficiente K que majora os momentos fletores oriundos do carregamento permanente na direção transversal, em x , por meio da Equação 10. Esse coeficiente é determinado por meio da interpolação dos valores fornecidos pela tabela, usando como parâmetros de entrada as variáveis λ e η calculadas por meio das Equações 11 e 12 respectivamente.

$$Mg_{xe} = k \times g \times l_x^2 / 12 \quad (10)$$

Onde:

Mg_{xe} = Momento fletor no eixo x, devido a carga permanente;

k = Coeficiente de influência da mísula;

g = Carga permanente;

l_x = Largura da laje analisada.

$$\lambda = l_m / l_x \quad (11)$$

$$\eta = h_g / h_m \quad (12)$$

Onde:

λ e η = parâmetros de entrada na Tabela X;

l_m = largura da mísula analisada;

l_x = Largura da laje analisada;

h_g = espessura da laje no encontro com a mísula;

h_m = espessura máxima da mísula;

4.6 Breve introdução ao Método dos Elementos Finitos e análises computacionais

Conforme a precisão com que se almeja dos resultados, a análise das estruturas de concreto armado pode ser feita e diversas formas, entretanto é sabido da complexidade dos projetos de uma OAE e assim, a análise elástico-linear, que considera a linearidade física e geométrica da estrutura, ou seja, o carregamento aplicado é proporcional as deformações sofridas, que por sua vez tem uma relação linear com os deslocamentos, pode não satisfazer as condições de compatibilidade do ELU desejada em uma modelação, principalmente devido a aparição de fissuras e da plastificação do concreto comprimido, ocorrendo a redução da rigidez da peça e a modificação da distribuição de tensões. Fato este, corrobora a necessidade da utilização de análises que consideram a não-linearidade física e também o comportamento não-linear geométrico da estrutura para garantir a eficácia da modelagem matemática.

Com a finalidade de atender essa demanda, lança-se mão dos MEF que se tornou o recurso mais utilizado nos dias de hoje na modelação de estruturas na construção civil.

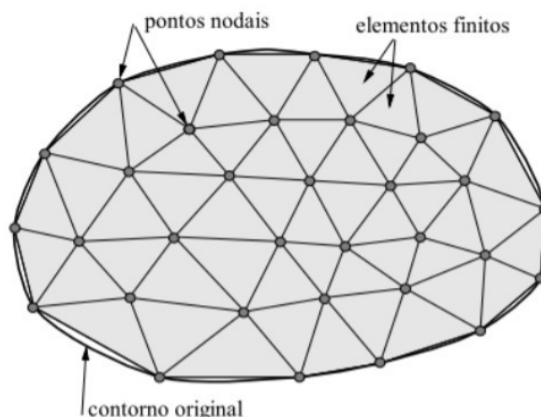
Lazzari *et al.* (2016) afirma que o MEF é uma das maneiras mais eficientes na análise não-linear do comportamento de estruturas de concreto armado.

Segundo Soriano (2009) o surgimento desse modelo se deu na segunda metade da década de 50, com a disponibilidade de computadores e da evolução da análise matricial de modelos reticulados na análise da distribuição de tensões em chapas de asa de aviões pela engenharia aeronáutica. Na década de 60, com a contribuição de diversos estudiosos, o MEF passou a ser aplicado em outras áreas com qualquer problema de meio contínuo regido por funcional, ou seja, esse método passou a ser formulado por meio de equações diferenciais e suas respectivas condições de contorno. Entretanto, a disseminação do MEF no âmbito acadêmico e profissional, foi possível graças ao aumento da acessibilidade aos computadores e o notável avanço da tecnologia, a partir da década de 90, que facilitaram o uso desses modelos com graus de liberdade cada vez maiores.

Azevedo (2003) lembra que, antes do surgimento do MEF, a análise de meios contínuos era realizada através resoluções diretas dos sistemas de equação de derivadas parciais por meio das séries de Fourier. Todavia, a complexibilidade dessas soluções limitava a sua utilização apenas em meios contínuos homogêneos e de geometria simples, que não é o caso da maioria das grandes obras da atualidade.

Soriano (2009) afirma ainda, que no MEF a estrutura analisada é dividida em um número discreto de elementos de dimensões finitas que compõe a malha de EF, onde os encontros desses subdomínios são interligados por pontos nomeados nodais, a Figura 20 abaixo, ilustra esses elementos. Dessa forma, o comportamento de cada elemento discretizado pode ser definido de forma aproximada e a densidade dessa malha depende da precisão identificada como mais adequada para cada caso.

Figura 20 – Malha de elementos finitos



Fonte: Souza (2013).

Quanto aos EF, esses podem ser classificados como unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais, ter diversas geometrias e consequentemente diferentes quantidades nodais e graus de liberdade. Essas características devem ter uma convergência com o domínio a ser modelado.

O modelo matemático adotado para representar a estrutura analisada por EF pode ser relacionado quanto à sua geometria, como reticulados, bidimensionais, tridimensionais, mistos e com cabos e membranas. Um modelo com caráter reticulado é composto por barras, treliças, pórticos ou componentes estruturais, em que sua dimensão longitudinal prevaleça sobre suas dimensões transversais. Nos modelos bidimensionais, também chamados de modelos de superfície, como o próprio nome indica, tem duas dimensões predominantes, de forma que placas e cascas integram esse tipo de padrão. Já para os modelos tridimensionais ou de volume, as três dimensões influenciam na análise do comportamento. Os modelos de cabos e membranas possuem elementos estruturais em que suas formas são definidas pelas condições de apoio e pelos esforços atuantes que lhe são aplicados, resistindo apenas a trações. Por fim, os modelos mistos são associações dos demais modelos citados anteriormente.

Na atualidade, esses métodos fazem parte da interface de inúmeros aplicativos de modelagem na construção civil, alguns deles são ABAQUS, programa adotado por Melo *et al.* (2018) em seu artigo sobre o deslocamento de pilares de pontes, SAP2000, ferramenta utilizada por Osmarini (2017) em seu estudo de caso de uma ponte em concreto armado, ANSYS adotado por Giardin (2019) em sua análise de pontes rodoviárias em múltiplas vigas com seção duplo T, Midas Civil, software adotado nesse trabalho, entre outros. Contudo, por

mais que comprovada o poder dessas ferramentas, a acurácia da solução numérica a obtida por qualquer modelo deve ser avaliada criteriosamente através da uma análise comparativa com os resultados de duas ou mais discretizações com níveis de refinamento mais elevados e com os resultados de modelos físicos semelhantes e de soluções conhecidas. Corroborando assim, a metodologia dessa pesquisa para determinar parâmetros para uma modelagem estrutural eficiente (Soriano, 2009).

5 MÉTODO DE ANÁLISE DA SUPERESTRUTURA

Este capítulo apresenta as etapas seguidas na determinação dos esforços atuantes através do Método Clássico e da modelagem da estrutura pelo programa Midas Civil. Em suma, serão feitas duas modelagens no software, a primeira consiste na avaliação do tabuleiro com uma laje ortotrópica, ou seja, a resistência longitudinal desse componente não influenciará na distribuição de esforços para as longarinas, obrigando-as a operar em sua máxima capacidade. Já a segunda modelagem, analisa-se a superestrutura como um todo, focando nos resultados dos esforços referentes as lajes, transversinas e cortinas, visto que o primeiro modelo tem uma melhor representatividade do vigamento principal.

5.1 Método Clássico

Como mencionado anteriormente, no Método Clássico procurou-se seguir a análise dos componentes da superestrutura individualmente, simplificando e viabilizando o processo de cálculo. Dessa forma, foi realizado primeiramente o estudo das longarinas para as cargas permanentes e posteriormente, após definir o trem-tipo simplificado, para as cargas móveis. Para as lajes adotou-se as Tabelas de Rüschi na determinação dos carregamentos e por fim foi realizado a análise das cortinas e transversinas de acordo com as etapas descritas nos itens a seguir.

5.1.1 Análise das Longarinas

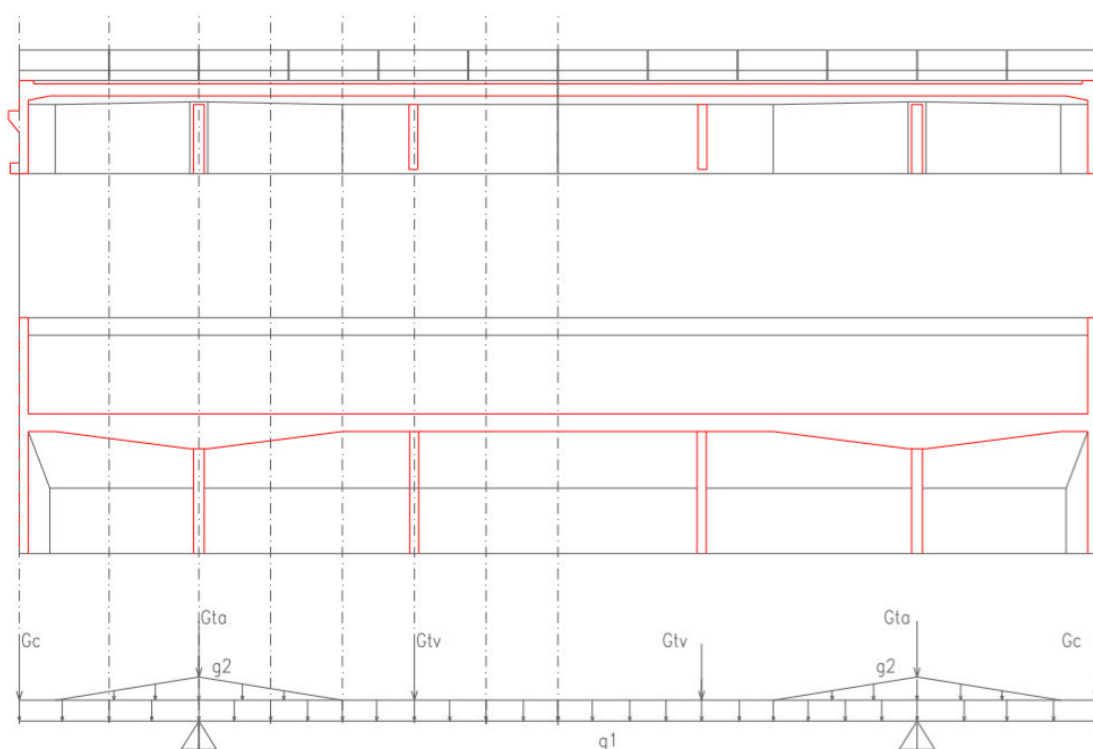
Para o cálculo dos momentos e forças solicitantes dividiu-se as vigas principais em seções, buscando obter um melhor detalhamento nesses elementos, e assim, calculou-se os esforços provenientes das cargas permanentes e móveis em cada uma dessas divisões. Com tal objetivo, primeiramente foi determinado o carregamento permanente dessas longarinas, onde a primeira parcela desses esforços, g_1 , é atribuída ao peso das lajes e da própria viga, mais o carregamento linear provocado pelos guarda-rodas, como o projeto possui duas longarinas essa carga é dividida igualmente para ambas. Esse carregamento foi calculado segundo a Equação 1, encontrada no Item 4.4.1 - Ações Permanentes, e as recomendações da NBR 7187:2003 para os pesos específicos dos materiais desses elementos estruturais.

A segunda etapa consiste em determinar a parcela desse carregamento permanente devido ao alargamento das longarinas no encontro com os pilares, denominada de **g2**. Assim repetiu-se o mesmo procedimento de cálculo da primeira etapa.

O terceiro passo compreende a influência das transversinas, que vão atuar como um carregamento pontual sobre as vigas principais, assim, com as dimensões das transversinas de vão e de apoio pode-se calcular o **Gtv** e o **Gta** respectivamente.

Por fim, é considerado a solicitação das cortinas de extremidade como uma carga pontual nos limites das longarinas, chamada de **Gc**, esse esforço é composto do peso próprio da cortina, das alas, das placas de transição e do aterro sobre o dente da cortina. Ao final, deve-se obter um quinhão de carga permanente atuante sobre toda a longarina estudada semelhante ao da Figura 21 abaixo.

Figura 21 – Distribuição de cargas permanentes sobre a viga principal



Fonte: Apostilas de pontes do Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.

Para o cálculo do carregamento móvel sobre as longarinas, adotou-se o trem-tipo simplificado TB-45, mostrado anteriormente na Figura 15 – Esquema do Trem tipo simplificado, como sugere a norma NBR 7188:2013. Uma vez com a escolha do veículo normatizado, determinou-se a sua posição na faixa de tráfego, deslocando-se longitudinalmente, a qual provocasse os maiores esforços sobre o elemento analisado,

descontando 0,40 metros da extremidade devido a existência do guarda-roda. Subsequentemente, com o auxílio de linhas de influência, calculou-se as três cargas pontuais Q provocadas pelo contato das rodas do veículo na laje do tabuleiro e a carga distribuída q devido a carga de multidão, configurando-se assim o trem-tipo para esse projeto.

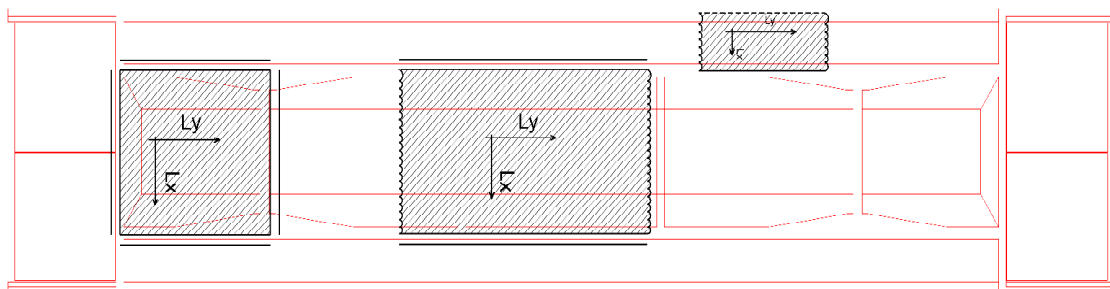
Para o presente trabalho foi considerado apenas o CIV para majorar as cargas móveis, visto que como a ponte analisada possui apenas duas faixas de tráfego o CNF seria igual a 1,0 e o CIA é usado somente no detalhamento dos elementos, assunto que não é contemplado por esse trabalho. O cálculo do CIV foi realizado conforme a Equação 2 do Item 4.4.2 - Ações Variáveis.

Para a análise estrutural das longarinas o quinhão de carregamento permanente e móvel foram inseridos no software Ftool 2017, determinando a curva de envoltória para os momentos fletores e para os esforços cortantes.

5.1.2 Análise das Lajes pelas tabelas de Rüsçh

Com o intuito de determinar os momentos provenientes das cargas permanentes e móveis que atuam sobre a laje do tabuleiro, foi estabelecido o modelo exemplo ilustrado na Figura 22, que divide a ponte em lajes em balanço, laje central e uma laje específica para representar o efeito do engastamento do encontro com a cortina. Esse modelo exemplo também secciona transversalmente a laje central com o objetivo de detalhar melhor os momentos atuantes nesse elemento. Com isso, em cada laje encontrou-se os momentos atuantes em suas extremidades e em pontos centrais nas direções longitudinais (eixo y) e transversais (eixo x) ao eixo de tráfego.

Figura 22 – Disposição dos modelos de laje para as Tabelas de Rüsçh.



Fonte: elaborada pelo autor.

Para a laje central, definiu-se o carregamento permanente por meio do peso próprio do volume de concreto mais a parcela do peso próprio do revestimento da pista de rolamento, conforme a NBR 7188:2013.

Uma vez determinado o carregamento permanente distribuído sobre a laje central, considerou-se a influência da mísula no cálculo dos momentos na direção do eixo x, usando os parâmetros λ e η como dados de entrada na Tabela X encontrada no Anexo A, conforme calculado pelas Equações 11 e 12. Dessa forma, por meio da interpolação dos valores obtidos na Tabela X, pode-se determinar o valor de K e assim, aplica-lo no cálculo dos momentos oriundos das cargas permanentes na extremidade da laje (Mg_{xe}) e em cada uma das seções estabelecidas no modelo apresentado anteriormente ($Mg(x)$), de acordo com a Equação 13, a seguir.

$$Mg(x) = Mg_{xe} + Rg_x - gx^2/2 \quad (13)$$

Onde:

$Mg(x)$ = Função do Momento fletor no eixo x, devido a carga permanente;

Mg_{xe} = Momento fletor no eixo x, devido a carga permanente na extremidade da laje;

Rg_x = Reação dos apoios devido ao carregamento permanente da laje central;

g = Carga permanente;

x = posição da seção transversal analisada.

Para o cálculo dos momentos devidos à carga permanente na direção do eixo y e no meio do vão (Mg_{ym}), fez-se uso da fórmula encontrada na Tabela de Rüsç 27B e apresentada na Equação 14, seguinte.

$$Mg_{ym} = k \times g \times l_x^2 \quad (14)$$

Onde:

Mg_{ym} = Momento fletor situado no meio do vão no eixo y, devido a carga permanente;

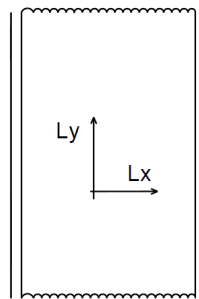
k = Coeficiente retirado da Tabela de Rüsç 27B;

l_x = Largura da laje analisada;

g = Carga permanente.

Com a finalidade de definir os momentos gerados pela carga móvel, adotou-se o modelo exemplificado na Figura 23, representando a laje central engastada nas suas extremidades transversais e com bordos indefinidos no sentido longitudinal, uma vez que a dimensão L_y é muito superior a dimensão L_x e que futuramente ainda irá ser abordado o encontro da laje com a viga de extremidade. Esse modelo será usado como parâmetro de entrada para os resultados da Tabela de Rüsç 27B, correlacionando-os, ainda, com os parâmetros α , correspondente a distância horizontal entre o eixo das rodas e t , referente a área de influência da roda na laje, assim como abordado no Item 4.5.2.1 - Tabelas de Rüsç. Além disso, o CIV é empregado conforme visto na Equação 2, exposta no Item 4.4.2 - Ações Variáveis, do presente trabalho.

Figura 23 – Modelo da laje central usado nas Tabelas de Rüsç

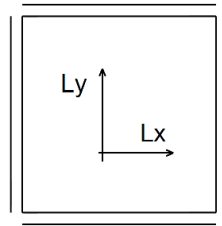


Fonte: elaborada pelo autor.

Os valores correspondentes a $M_{q_{xx}}$, $M_{q_{xm}}$ e $M_{q_{ym}}$ para esse modelo de laje se devem a interpolação dos coeficientes encontrados na Tabela 27B, aplicados a Equação 9, apresentada anteriormente, juntamente com as cargas pontuais e distribuídas do trem-tipo adotado, ponderados pelo CIV.

Para definir os momentos no encontro da laje com a cortina foi utilizado o modelo da Figura 24 onde todas as bordas encontram-se engastadas e a dimensão L_y é igual a dimensão L_x . Assim, foi considerado o mesmo carregamento permanente, conforme descrito anteriormente, para determinar o momento situado no encontro ($M_{g_{ye}}$) por meio da Equação 14, também encontrada na Tabela de Rüsç 97B, entretanto com um coeficiente K diferente do fornecido pela Tabela 27B.

Figura 24 – Modelo do encontro da laje com a cortina usado nas Tabelas de Rüsç



Fonte: elaborada pelo autor.

O momento resultante das cargas móveis no encontro da laje com a cortina foi calculado da mesma forma descrita previamente para as outras lajes, entrando com os parâmetros necessários na Tabela de Rüsç 97B, definida pelas condições de apoio, e interpolando os resultados dos coeficientes fornecidos por ela, por fim majorando o valor encontrado (Mq_{ye}) pelo CIV.

Para as lajes em balanço, o momento gerado pelas cargas permanentes (Mg_x) é devido a flexão provocada pelo peso próprio da área de concreto e da área de revestimento atuando em seus respectivos centros de gravidade e pode ser calculado pela Equação 15 a seguir.

$$Mg_x = -Gc(X_{cg} + a) - Gr(l_r/2 + a) \quad (15)$$

Onde:

Mg_x = Momento fletor no eixo x, devido a carga permanente na laje em balanço;

Gc = Carga permanente devido ao peso próprio do concreto da laje analisada;

Gr = Carga permanente devido ao peso próprio do revestimento da laje analisada;

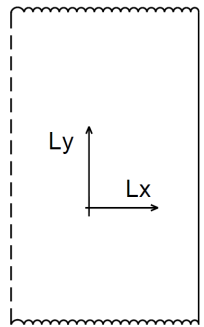
X_{cg} = Centro de gravidade da laje em concreto;

l_r = Largura do revestimento sobre a laje em balanço;

a = Metade da largura da longarina.

O modelo da laje em balanço pode ser encontrado na Figura 25 e é semelhante ao da laje central, entretanto com um dos bordos livres devido ao balanço. Dessa forma, ele foi adotado como parâmetro para se obter os valores dos coeficientes da Tabela de Rüsç 98B e assim determinar os momentos atuantes nesse elemento.

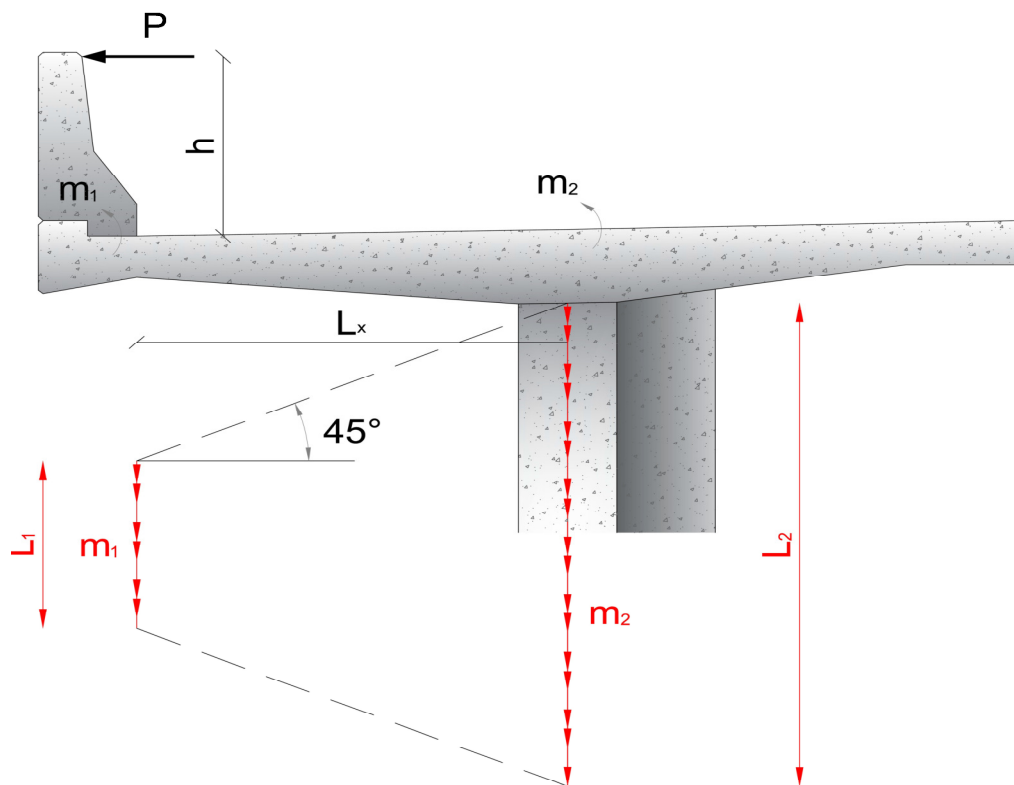
Figura 25 – Modelo da laje em balanço usado nas Tabelas de Rüsç



Fonte: elaborada pelo autor.

Deve-se também considera um momento agravante ao ($M_{q_{xe}}$) provocado por um possível impacto de um veículo nos guarda-rodas, conforme recomenda a NBR 7188:2013. Para isso, foi considerado uma força P de 60,0 kN atuando na extremidade da barreira, o momento gerado por essa força é acrescido ao momento provocado pelas cargas móveis no bordo engastado da laje em balanço, conforme exemplifica a Figura 26 e as Equações 16 e 17.

Figura 26 – Esquema da aplicação do momento gerado pelo impacto no guarda-rodas



Fonte: elaborada pelo autor.

$$l_2 = l_1 + 2 l_x \quad (16)$$

$$M_r = (P \times h) / l_2 \quad (17)$$

Onde:

l_2 = Largura de atuação do momento fletor logo abaixo do guarda-roda projetado para o eixo do engastamento;

l_1 = Largura de atuação do momento fletor abaixo do guarda-roda, devido a projeção da carga de impacto;

l_x = Distância do guarda-roda ao eixo da longarina;

M_r = Momento fletor atuante ao longo do engastamento, devido a carga de impacto;

P = Carga de impacto de 60 kN;

h = Altura do guarda-roda.

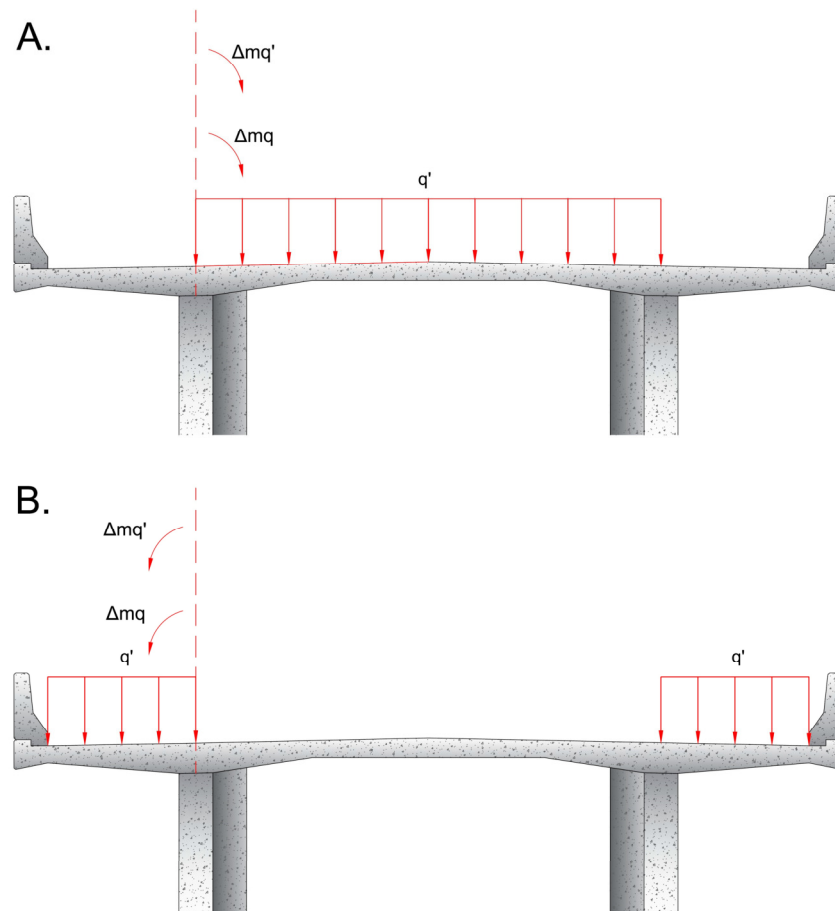
5.1.3 Análise das Transversinas

Como mencionado anteriormente, as transversinas não estão ligadas diretamente com a laje do tabuleiro da ponte rodoviária, atuando unicamente com a função de evitar a torção das longarinas, dessa forma os momentos atuantes nesses elementos são aqueles situados no engastamento entre a laje central e a laje em balanço.

Com isso, o momento atuante nas transversinas, originado pelo carregamento permanente, é determinado pela diferença dos momentos situados nas extremidades engastadas dessas lajes, devido ao peso próprio das mesmas (M_{g_x}), pois ambos estão provocando a torção do vigamento principal.

Para os momentos provocados pela carga móvel, deve-se considerar dois cenários, como ilustrado na Figura 27, o primeiro (A.) com o vão central carregado, ou seja, ao carga de passeio do veículo normatizado passando sobre a laje central, o segundo cenário (B.) é com os balanços carregados, isto é, com a carga de passeio do veículo trafegando sobre as lajes em balanço.

Figura 27 – Casos considerados na determinação dos esforços nas transversinas



Fonte: elaborada pelo autor.

Na análise do Caso 1, deve-se considerar as combinações no ELU para o momento de carga móvel atuante no engastamento da laje central obtido pelo procedimento da Tabela de Rüsç 27B e para o momento provocado pela hipótese desse caso ($\Delta M'_q$), ou seja, a carga de passeio atuando na laje central, assim como mostra as Equações 18, 19 e 20. Ao final, deve-se tirar a média dos valores dessas combinações de acordo com a Equação 21.

O mesmo procedimento repete-se para o Caso 2, entretanto, realizando as combinações no ELU para as cargas referentes a laje em balanço. Finalmente, o momento usado no dimensionamento das transversinas (M_d) deve ser o maior, em módulo, entre M_{1d} e M_{2d} , concentrando-o no ponto de ligação das transversinas com as longarinas, pois esse momento está distribuído ao longo do eixo das vigas principais, ou seja sua unidade está em kN.m/m, e para transforma-lo em kN.m, deve-se utilizar a Equação 22.

$$\Delta M'_q = CIV \times K_m \times P \times l^2 / 12 \quad (18)$$

$$\Delta M_{11d} = \left(\frac{1,35}{1,00} \right) \Delta M_g + (1,5) M_q \quad (19)$$

$$\Delta M_{12d} = \left(\frac{1,35}{1,00} \right) \Delta M_g + (1,5) M_q' \quad (20)$$

$$M_{1d} = (\Delta M_{11d} + \Delta M_{12d}) / 2 \quad (21)$$

$$M_d = (M_{1d} \text{ ou } M_{2d}) \alpha / \pi \quad (22)$$

Onde:

$\Delta M_q'$ = Momento fletor devido ao carregamento do veículo trafegando na laje central;

K_m = Coeficiente do efeito da mísula da laje central (Tabela X);

P = Carga de passeio do veículo TB-45;

l = Largura da laje central carregada;

ΔM_{11d} = Combinação no ELU do momento devido a diferença de carga permanente (ΔM_g) com o momento de carga móvel, obtido através da Tabela 27B (M_q);

ΔM_{12d} = Combinação no ELU do momento devido a diferença de carga permanente (ΔM_g) com o momento de carga móvel do Caso 1 (M_q');

M_{1d} = Momento fletor final, resultante da análise do Caso 1.

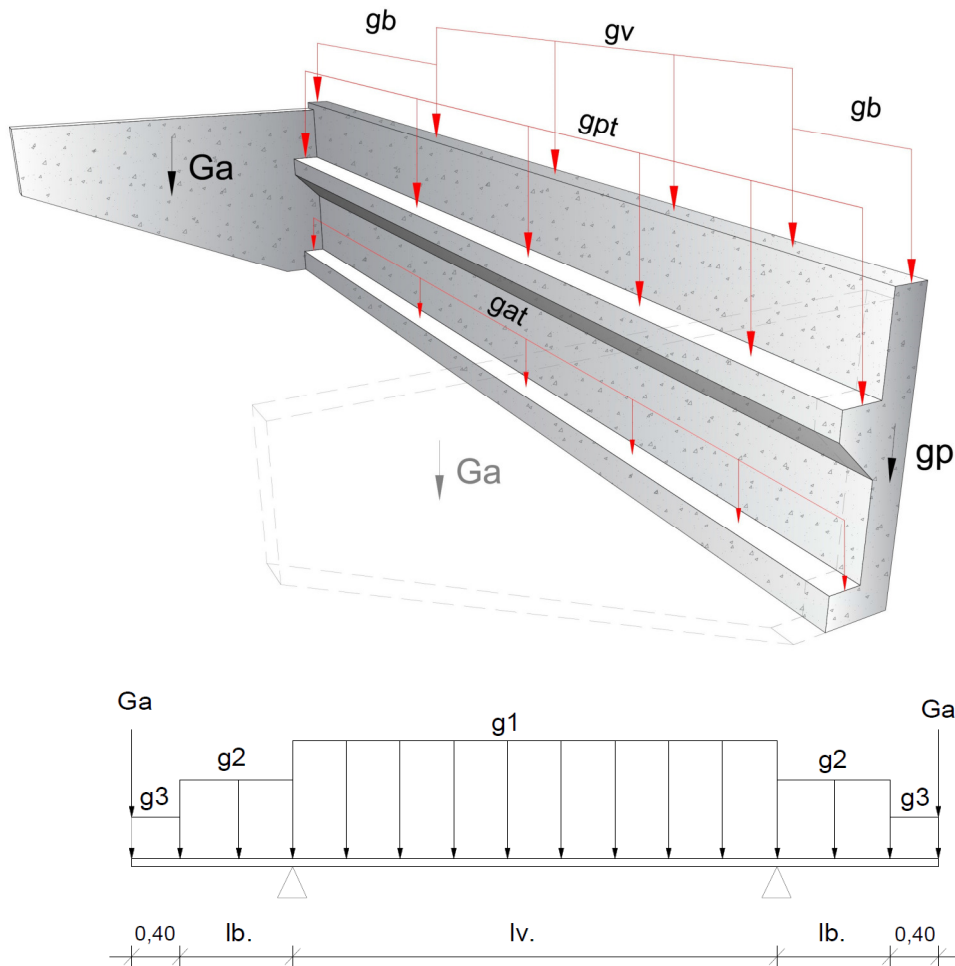
α = Média das distâncias longitudinais entre as transversinas.

5.1.4 Análise das Cortinas ou Transversinas de Extremidade

Neste caso o elemento está ligado diretamente a laje do tabuleiro e por isso ele receberá diretamente a carga móvel provocada pelo tráfego do trem-tipo, entretanto foi considerado a hipótese de que todas as cargas pontuais, do contato das rodas do veículo normatizado com a ponte, atuam unicamente sobre a cortina analisada. Além dessa carga accidental a viga de extremidade também deve suportar o seu peso próprio (gp), o peso do aterro sobre o seu dente inferior (gat), juntamente com o peso próprio das alas em suas extremidades (Ga), das placas de transição (gpt), e um carregamento permanente transferido à cortina pela laje (gv), na laje central, e (gb), nas lajes em balanço. Com isso, a cortina

trabalhará como uma viga e o seu quinhão de carga deve obedecer ao modelo apresentado na Figura 28 abaixo.

Figura 28 – Esquema do carregamento permanente atuante sobre a cortina



Fonte: elaborada pelo autor.

Onde:

- g = (carga permanente na laje)
- $g_v = g \cdot l_v / 4$
- $g_b = g \cdot l_b / 2$
- $g_1 = g_p + g_{pt} + g_{at} + g_v$
- $g_2 = g_p + g_{pt} + g_{at} + g_b$
- $g_3 = g_p + g_{at} + g_b$

Ademais a cortina também tem a função de conter os empuxos provocados pelo aterro sob as placas de transição, entretanto, essa análise não será contemplada nesse trabalho.

5.2 Introdução ao Método Computacional

Softwares que analisam estruturas através do MEF se tornaram recursos indispensáveis dos dias atuais, isso se dá devido a sua eficácia e precisão na resolução de problemas complexos no âmbito da engenharia.

A estrutura da ponte proposta no estudo de caso desse trabalho contém um nível de complexidade que corrobora o uso desses programas computacionais, e por isso, resolveu-se empregar o software Midas Civil como ferramenta para a determinação dos esforços atuantes nesse projeto.

Dito isso, foram realizados dois modelos, Modelo I e Modelo II, a proposta do primeiro modelo é representar a superestrutura dando ênfase nos esforços influentes nas longarinas, usando de artifícios no software que proporcionem a pior situação para essas vigas, conduzindo a modelagem a favor da segurança. No segundo modelo, o tabuleiro é representado por uma estrutura integralmente relacionada, trabalhando em sua totalidade, tendo como intuito obter uma boa representatividade das lajes e dos demais elementos, para que resultados possam ser comparados diretamente com os obtidos pelo Método Clássico.

A seguir, está descrito o processo utilizado na elaboração dessas modelagens com a finalidade de obter os resultados finais do presente trabalho.

5.2.1 Etapas na elaboração de um modelo computacional por Elementos Finitos

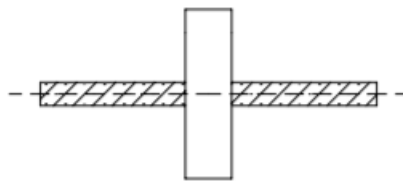
A primeira etapa foi definir o material utilizado e suas propriedades mecânicas, atentando ao seu peso específico, pois essa característica será determinante para o cálculo de peso próprio da estrutura. Além do mais, deve-se considerar as propriedades físicas desses materiais para que o modelo resista aos esforços de maneira fidedigna a realidade.

Feito isso, deve-se determinar as seções e as características físicas dos elementos de barra e dos elementos de placa, nesse quadro é relevante atentar-se para a variação de espessura da laje do tabuleiro, pois como apontado anteriormente esse elemento deve ser composto por mísulas com que faz que sua espessura não seja igual em toda sua extensão transversal. Outro fato que merece destaque é que o programa adota o modelo da Figura 29, ou seja, o elemento de placa (laje) é considerado no eixo do elemento de barra (longarina). Devido a isto, a viga perde o efeito de colaboração da mesa e verifica-se uma diminuição no momento resistido pela barra e placa. Visando contornar este problema, deve ser inserido

manualmente os valores das propriedades da seção “T” da Figura 30, na qual a viga realmente está trabalhando, ou seja, otimizando sua resistência.

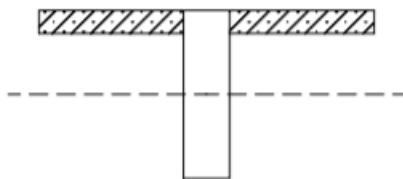
O projetista deve incluir na sua modelagem os efeitos que a fissuração causa na estrutura, durante sua vida útil. Tendo isso em vista, é no processo de definição das seções dos elementos que deve ser considerado a redução da inércia provocada por essa fissuração, como recomenda a NBR 6118:2003.

Figura 29 – Modelo *default* do programa Midas Civil para um elemento de placa com elemento de barra



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 30 – Seção de viga composta por uma largura de laje colaborante



Fonte: elaborada pelo autor.

Iniciou-se então o lançamento da geometria da superestrutura, nessa fase se utilizou, por questão de afinidade, o software AutoCAD para auxiliar no traçado da planta dos elementos de barra e dos nós que delimitam as lajes do tabuleiro. Por fim, importou-se o arquivo em DXF para o Midas Civil.

Com isso, criou-se o sistema de eixos local para essa modelagem, onde o plano dos eixos x e y coincide com o plano da estrutura, e o eixo z , define a espessura das placas e a direção das forças verticais atuantes no modelo, assim, o usuário pode se referenciar pelo ponto inicial adotado.

Após esse procedimento, deve ser criados os elementos constituintes da superestrutura, uma vez que já se tem o esboço do projeto, as características geométricas e físicas dos elementos e os materiais. Uma precaução deve ser tomada nessa etapa, as transversinas, tanto de vão como de apoio, não devem interceptar nenhum nó ou elemento de placa referente a

laje, garantindo que a mesma não tenha nenhuma ligação direta com esse elemento, atendendo a premissa adotada para a análise dessa estrutura.

A etapa seguinte consiste em definir as condições de apoio da estrutura, que por sua vez devem-se situar nos encontros dos pilares (mesoestrutura) com o tabuleiro (superestruturas). Para esse tipo de obra é comumente adotado elementos de Neoprene no encontro desses pilares com as longarinas, essa característica faz com que esses apoios evitem apenas a translação vertical da superestrutura, ou seja, deslocamentos no eixo z , não apresentando nenhuma resistência a rotação em nenhum dos eixos, ou seja esses apoios tem caráter de segundo grau e assim devem ser definidos no modelo.

Deu início então ao processo de discretização da estrutura e assim definida a malha para a formação dos nós. A densidade escolhida para essa malha depende da precisão que se deseja obter nos resultados, entretanto existe um determinado ponto que a diminuição da dimensão desses segmentos, ou seja, o aumento da densidade da malha, não acarretará em uma variância significativa dos resultados, por tanto para o presente trabalho adotou-se que a dimensão máxima dessas frações dos elementos não devem ultrapassar 25,0 cm. Nesta etapa é possível verificar se há uma interação dos elementos de placa que compõem a laje com os elementos de barra que constituem as transversinas, pois na averiguação dessas barras deve-se observar um elemento contínuo, não apresentando nenhuma segmentação, para atender a premissa de que não se deve ter uma ligação entre esses elementos. Essa segmentação é vista nas longarinas e cortinas, uma vez que esses componentes devem sim estar associados à laje.

Agora o modelo está pronto para receber as suas cargas. O processo de aplicação dessas cargas pode ser dividido em aplicação das cargas permanentes e aplicação das cargas móveis. Primeiramente, definiu-se as cargas permanentes, como estão descritas a seguir.

Para o peso próprio da estrutura, deve-se definir o peso específico do material que compõe a estrutura, como destacado anteriormente. Assim sendo, basta definir a direção e o sentido da gravidade para que a estrutura esteja sujeita a essa carga, como definido anteriormente está força está no sentido contrário ao eixo z .

Em relação ao peso do revestimento, esta solicitação atua diretamente sobre as lajes, dependendo da espessura desse revestimento e do seu peso específico, entretanto deve-se converter essas características em um carregamento distribuído, atuante somente onde há a presença desse revestimento, ou seja, não se deve aplicar essa carga nas regiões dos guarda-rodas.

O peso referente aos guarda-rodas, é considerado uma carga distribuída de 6,0 kN/m e, assim como no peso próprio do revestimento, essa carga deve ser alocada nas regiões onde se

faz presente esses guarda-rodas, ou seja essa força deve ser a resultante de uma carga distribuída nos 0,40 m situados nas extremidades transversais da laje do tabuleiro.

Por último, para o peso das alas, placas de transição e aterro, deve-se destinar esses carregamentos às cortinas, pois ela que receberá diretamente essas solicitações. O peso próprio das alas devem ser aplicado como forças pontuais nas extremidades da cortina, já o peso das placas de transição e do aterro, localizado sobre o dente inferior da cortina, deve ser inserido no modelo como um carregamento distribuído sobre o elemento de barra referente a cortina, assim como foi feito no Método Clássico no estudo da cortina como viga.

Em seguida, finalizado a aplicação das cargas permanentes, começou-se o processo de caracterização das cargas móveis, que pode ser caracterizado de acordo com as etapas abaixo.

Na caracterização dos veículos, o Midas Civil *Trial* 2015 não possui em sua interface o trem-tipo TB-45, definido na norma NBR 7188:2013, adotado para o cálculo de estruturas dessa natureza no Brasil, entretanto é possível que o usuário modifique as características do trem-tipo normatizado pelo EUROCODE, contido no software, com a finalidade de igualá-lo ao trem-tipo adotado no presente trabalho. Esse processo se dá em dois pontos, o primeiro modifica um veículo, para que o próprio apresente somente a carga distribuída de 5 kN/m, referente a solicitação da multidão, o segundo é alterar outra carga móvel, de forma que esta apresente somente as três cargas pontuais nos valores de 120 kN (duas cargas de 60 kN), relativas aos eixos do veículo. Assim, tem-se dois veículos modelados e a atuação mutua desses implicará no mesmo comportamento do veículo abrangido pela norma brasileira e descrito no item 4.5.1.2 - Carregamento Móvel.

Na definição das faixas de tráfego o programa solicita que o usuário determine as faixas em que esses veículos vão atuar sobre a laje, para isso, deve-se dividir a seção transversal do tabuleiro em faixas com dimensões que comportem o veículo definido e buscando integrar o máximo possível da área da laje, definindo também o sentido de tráfego desse carregamento. Outro fato que merece destaque é o cuidado para que essas faixas não adentrem a região onde se localiza os guarda-rodas. Deve-se definir também as condições de tráfego sobre essas faixas, isto é, estabelecer a quantidade de veículos que possam atuar simultaneamente sobre a estrutura e, para efeito de cálculo, a norma NBR 7188:2013 estabelece apenas um veículo trafegando por vez sobre o modelo.

Dessa maneira, finaliza-se a modelagem da superestrutura da ponte rodoviária, portanto é necessário processar o modelo para que se obtenha os resultados dos esforços atuantes.

6 ESTUDO DE CASO

No presente capítulo serão abordadas as características do projeto escolhido para o estudo de caso desta pesquisa, assim como, a caracterização dos métodos de cálculo adotados para a determinação dos esforços atuantes, seguindo as etapas descritas nos Itens 5.1 - Método Clássico e 5.2 - Introdução ao Método Computacional, do presente trabalho. Em conclusão, com o alcance dos resultados de todos os procedimentos, uma análise comparativa será realizada com o intuito de definir o sistema de execução mais adequado ao projeto.

6.1 Ponte Rodoviária em Estudo

A ponte está situada sobre o Riacho Seco, na cidade de Missão Velha, Ceará, como mostra a Figura 31, e faz parte de implantação de uma pista duplicada na **Rodovia CE-293, Trecho: Missão Velha – Entr. CE-060 (Barbalha)**. A OAE possui uma extensão total de 50,0 metros, de forma que a obra contém dois balanços externos de 5,0 metros cada e é segmentada em dois vãos, onde cada um deles tem um comprimento de 20,0 metros. Ao todo a estrutura apresenta:

- a) Uma laje maciça com uma largura total de 9,80 metros, constituída de uma laje central, entre as longarinas, de 5,50 metros e de espessura variável e duas lajes em balanço de 2,15 metros cada, também com espessura variável, sendo destinados 9,0 metros da largura total para a pista de rolamento e 0,40 metros para os guarda-rodas de ambos os lados.
- b) Duas vigas principais (longarinas) moldadas *in loco* de concreto armado e perfil retangular, no qual cada uma delas possui 2,0 metros de altura e 0,40 metros de largura, sendo engrossadas nas regiões dos apoios, passando a ter 0,80 metros de largura, que se apoiam em pilares por meio de almofadas de Neoprene.
- c) Cinco transversinas de perfil retangular, sendo três delas transversinas de apoio com 1,65 metros de altura e 0,30 metros de largura, e duas transversinas de vão com 1,60 metros de altura e 0,25 metros de largura. Vale ressaltar que essas transversinas exercem a função de evitar a torção do vigamento principal, portanto não possuem contato direto com as lajes do tabuleiro.
- d) Além desses elementos, também são observadas nas Figuras 32 e 33 as cortinas, alas, placas de transição e barreiras que concluem a formação dessa ponte rodoviária. Dimensões, detalhes e outros aspectos da ponte são apresentados no Anexo B.

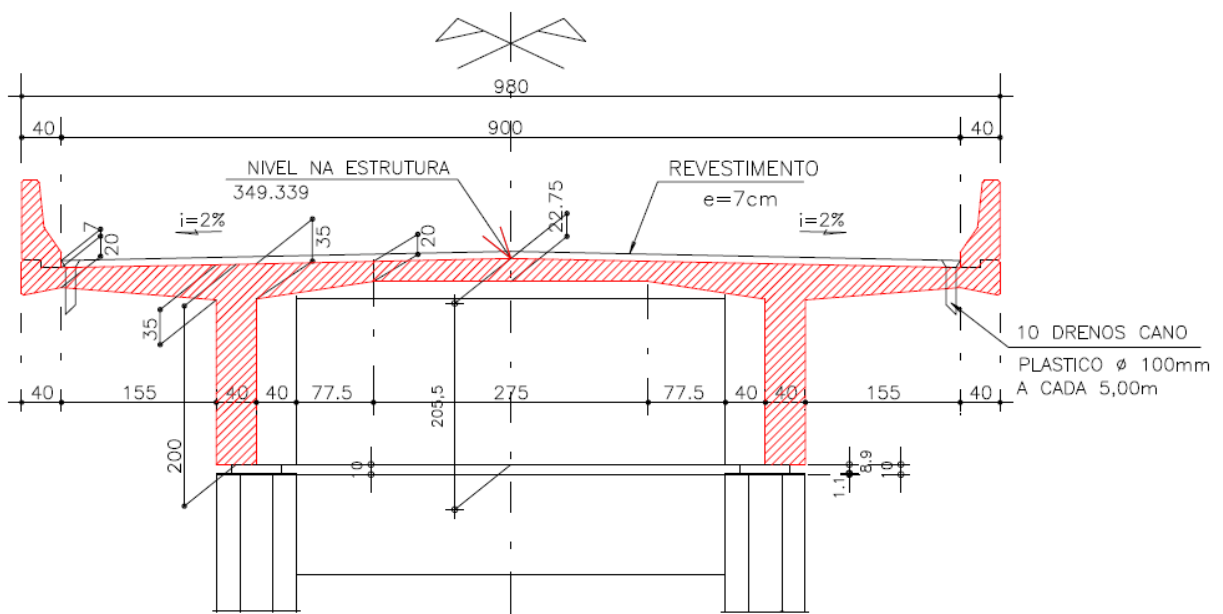
A projetista Hugo A. Mota – Consultoria e Engenharia de Projetos S.C. estabelece nas notas do projeto uma resistência à compressão do concreto de 25 MPa (fck) para a superestrutura, assim será adotado na modelagem da estrutura.

Figura 31 – Mapa de situação da Ponte sobre o Riacho Seco



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 32 – Seção transversal do tabuleiro da ponte rodoviária



Fonte: projetista Hugo A. Mota

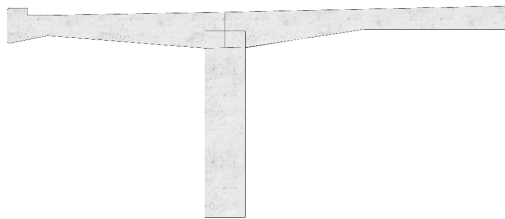
6.2 Análise pelo Método Clássico

6.2.1 Longarinas

Inicialmente, segmentou-se a viga principal em seções distantes entre si de 2,50 metros, gerando 11 (onze) seções a serem detalhadas, e assim, calculou-se o carregamento permanente devido ao peso próprio sobre cada viga principal, obtendo os seguintes valores para as parcelas de carregamento:

- a) A Figura 34 detalha a área de meio tabuleiro usada no cálculo de **g1**, foi adotado o valor 25,0 kN/m³ para o peso específico do concreto, 24 kN/m³ para o revestimento e 6,0 kN/m para o carregamento linear provocado pelo peso dos guarda-rodas:

Figura 34 – Meia seção transversal usada no cálculo de g1

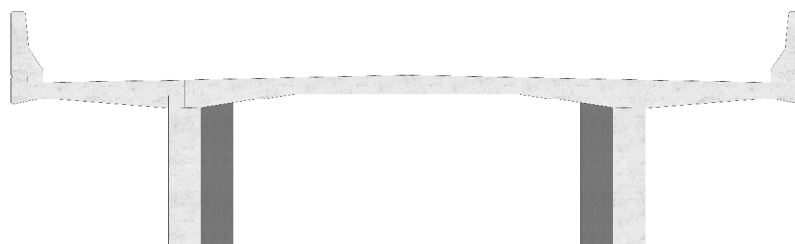


Fonte: elaborada pelo autor.

$$- g1 = 1,953 \times 25 + 0,315 \times 24 + 6,0 = 62,38 \text{ kN/m}$$

- b) A Figura 35 destaca em um tom mais escuro a área da seção do alargamento da alma da longarina no encontro com os apoios usada no cálculo do carregamento triangular de **g2**:

Figura 35 – Destaque do engrossamento da alma da longarina usado no cálculo do g2



Fonte: elaborada pelo autor.

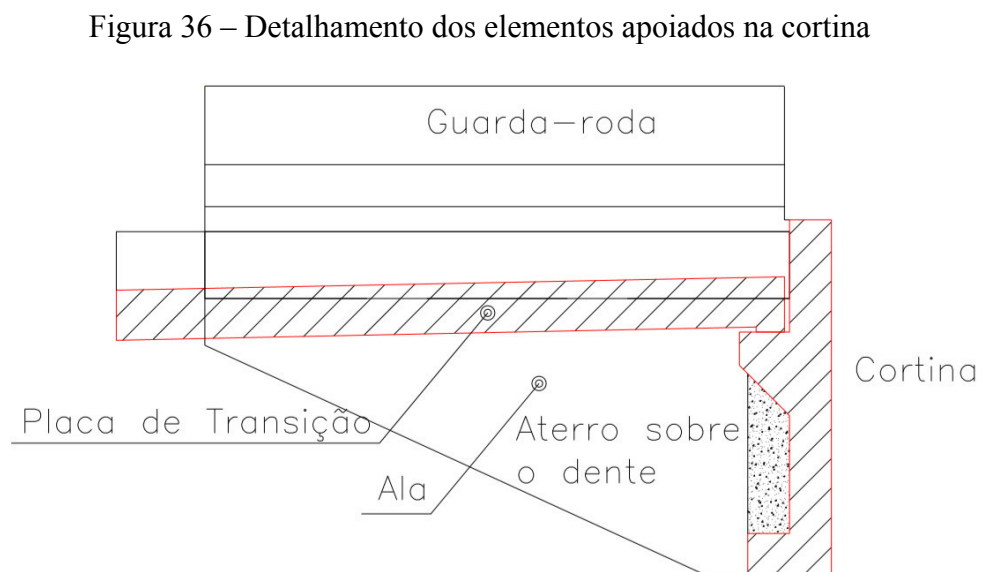
$$- g2 = 0,67 \times 25 = 16,84 \text{ kN/m}$$

c) Para o cálculo do **G_{ta}**, adotou-se do volume de concreto da metade da transversina de apoio, por meio das suas dimensões geométricas fornecidas no projeto desse estudo de caso. O mesmo procedimento é realizado no cálculo do **G_{tv}**, carga pontual referente as transversinas do vão.

$$- G_{ta} = (0,30 \times 1,65 \times 4,30 \times 25) / 2 = 26,61 \text{ kN}$$

$$- G_{tv} = (0,25 \times 1,60 \times 5,10 \times 25) / 2 = 25,50 \text{ kN}$$

d) Para calcular a carga pontual provocada nas extremidades da longarina, **G_c**, deve-se considerar o peso próprio do volume de concreto das placas de transição, alas e cortina, acrescido ainda do peso do aterro sobre o dente inferior dessa viga de extremidade, de modo que, foi adotado o valor de 18,0 kN/m³ como peso específico desse aterro. Ao final, essa carga deve ser distribuída para as duas longarinas como uma carga pontual. A Figura 36 demonstra a aplicação desses esforços.



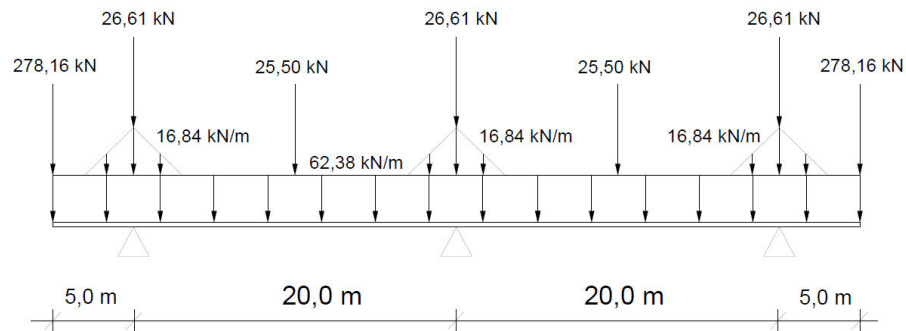
Fonte: Apostilas de pontes do Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.

$$- G_c = 85,59 \text{ (cortina)} + 18,30 \text{ (aterro)} + 177,0 \text{ (placa)} + 57,27 \text{ (ala)} = 278,16 \text{ kN}$$

Finalizado o processo de determinação do carregamento permanente, é gerado o diagrama de carga visualizado na Figura 37, a partir desse ponto, esse modelo foi lançado no

software Ftool para se alcançar os resultados encontrados no Item 7.1.1 - Vigamento principal e de extremidade.

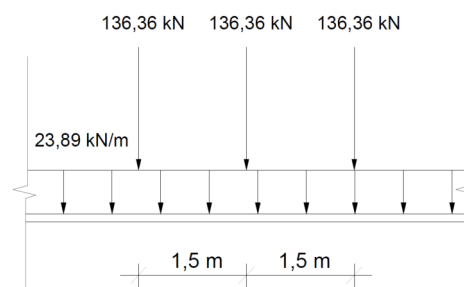
Figura 37 – Diagrama de cargas permanentes atuante sobre a longarina



Fonte: elaborada pelo autor.

Para o cálculo dos esforços provocados pela carga móvel do trem-tipo TB-45, empregou-se uma LI para determinar o carregamento visto na Figura 38, com isso, calculou-se o CIV conforme a Equação 2, e, assim como no detalhamento dos esforços permanentes, utilizou-se o Ftool na obtenção das envoltórias de esforços da longarina analisada.

Figura 38 – Trem-tipo aplicado sobre a longarina



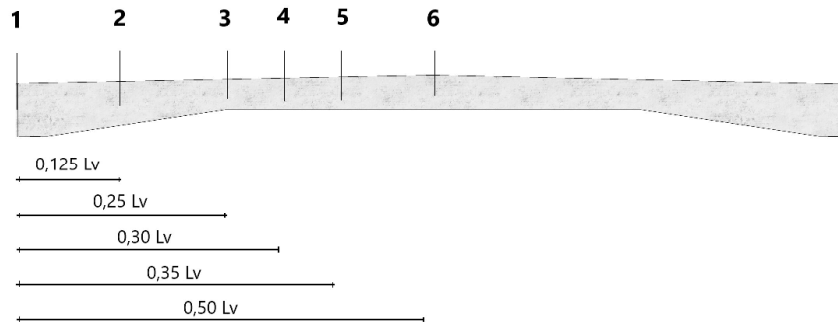
Fonte: elaborada pelo autor.

- Para os vãos: $CIV_1 = 1 + 1,06 \left[\frac{20}{(20 + 50)} \right] = 1,30$
- Para os balanços (5,0 + 3,0): $CIV_2 = 1 + 1,06 \left[\frac{20}{(8 + 50)} \right] = 1,37$ (adotado = 1,35)
- $CIV = \frac{(1,30 + 1,35)}{2} = 1,33$

6.2.2 Lajes

Inicialmente, realizou-se a segmentação transversal da laje central, dividindo-a em 6 (seis) seções. Feito isso, determinou-se o carregamento permanente uniformemente distribuído, por meio da área da seção transversal do tabuleiro apresentada na Figura 39, considerando o peso do revestimento com 0,07 metros de espessura. Além disso, por meio dos cálculos dos parâmetros λ e η inseridos na Tabela X contida no Anexo A, pode-se determinar o K e assim considerar o efeito da mísula nos momentos resultantes desses esforços por meio da Equação 13 encontrada no Item 5.1.2 - Análise das Lajes pelas tabelas de Rüschi.

Figura 39 – Seção da laje central seccionada e usada no cálculo da carga permanente



Fonte: elaborada pelo autor.

- $\lambda = 1,375 / 5,5 = 0,25$
- $\eta = 0,20 / 0,35 = 0,1866$
- $K = 1,189$ (Tabela X)

Para a análise do carregamento móvel, foram utilizadas as cargas variáveis originadas de veículo-tipo classe 45, peso de 450 kN, e uma carga de multidão, de acordo com a NBR 7188:2013, os valores das cargas são:

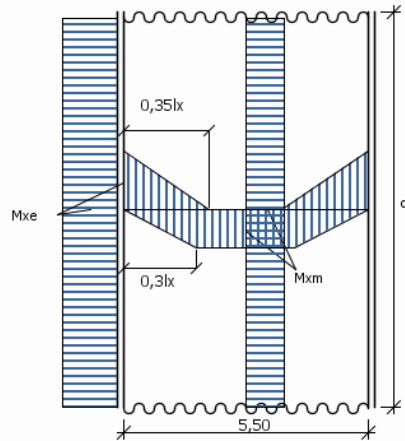
- a) Q veículo-tipo = 75 kN/roda
- b) Q multidão = 5 kN/m²

Com o CIV = 1,33, calculado anteriormente, majorou o efeito dessas cargas sobre as lajes o tabuleiro rodoviário.

Na análise da laje central foi adotado o modelo detalhado na Figura 40, onde a distância transversal entre os eixos dos apoios da laje, L_x , juntamente com os valores dos

parâmetros α e t serviram de entrada para o processo de interpolação dos coeficientes da Tabela de Rüsç 27B. Nessa etapa, utilizou-se o software T-RUSCH para agilizar o cálculo.

Figura 40 – Modelo da laje central com os momentos aplicados

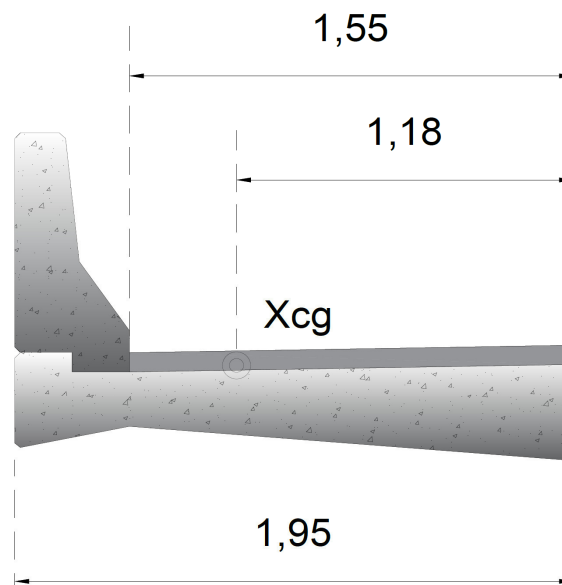


Fonte: elaborada pelo autor.

- $\alpha = 2,0$ m
- $t = 0,32 + 0,20 + 2 \times 0,07 = 0,66$ metros

Para a laje em balanço ilustrada na Figura 41, inicialmente, foi determinando o centro de gravidade onde cada parcela do carregamento permanente está atuando, ou seja, o peso próprio da área de concreto e de pavimento.

Figura 41 – Detalhamento do centro de gravidade da laje em balanço

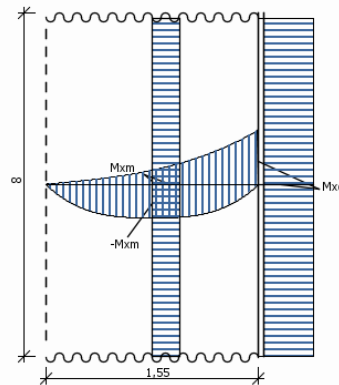


Fonte: elaborada pelo autor.

Os momentos são calculados por meio das distancias dos pontos de atuação dos pesos próprios, gerando um Mg_x resultante das cargas permanentes, de forma que, o valor desse resultado pode ser encontrado no Item - 7.1.2 Lajes pelas Tabelas de Rüsç.

Uma vez concluída a análise dos esforços permanentes nessas lajes, deu-se início ao estudo dos esforços móveis. Com tal objetivo, foi adotado o modelo ilustrado na Figura 42, desse modo, semelhante ao processo da laje central, empregou-se a Tabela de Rüsç 98B para o cálculo dos momentos os Mq_{xe} , Mq_{xm} e Mq_{yr} atuantes nesse elemento. Além disso considerou-se um momento agravante M_r , atuando no engastamento da laje em balanço devido ao choque de um veículo nas barreiras *New-Jersey*.

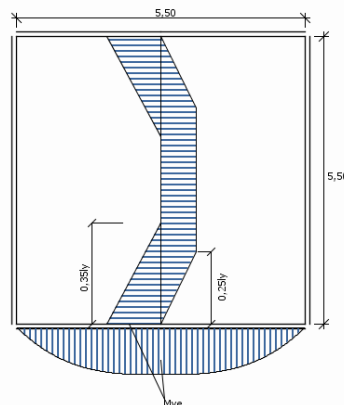
Figura 42 – Modelo da laje em balanço com os momentos aplicados



Fonte: elaborada pelo autor.

Por fim, designou-se o modelo da Figura 43 para representar o encontro da laje com a viga de extremidade e assim, por meio dos métodos já descritos nesse item, remeteu-se a Tabela de Rüsç 97B à análise dos momentos no engastamento Mq_{ye} .

Figura 43 – Modelo da laje engastada na cortina com os momentos aplicados



Fonte: elaborada pelo autor.

6.2.3 Transversinas de Apoio e Vão

Devido a premissa da continuidade das lajes, os esforços transferidos as transversinas é a diferença dos momentos atuantes no engastamento da laje central com as lajes em balanço, ou seja, aqueles que atuam provocando a torção do eixo longitudinal das longarinas. Dito isso, o carregamento permanente nas transversinas é a diferença dos momentos permanentes oriundos do engastamento da laje central com os do engastamento da laje em balanço.

No carregamento móvel, além da diferença dos momentos móveis atuando no encontro entre as lajes, deve-se considerar dois casos:

- a) Caso 1 – Vão central carregado: deve-se considerar o veículo normatizado escolhido trafegando sobre a laje central, de acordo com a Figura 27 (A) apresentada anteriormente, provocando o momento $\Delta M'_q$.
- b) Caso 2 – Balanço carregado: deve-se considerar o veículo normatizado escolhido trafegando sobre a laje em balanço, como ilustrado na Figura 27 (B).

A resultante final desses da combinação no ELU desses momentos, tanto no Caso 1, como no Caso 2, podem ser encontrados no Item 7.1.2 - Transversinas de vão e de apoio, lá será aplicado a Equação 22, para determinar o momento usado para o dimensionamento da armadura da peça.

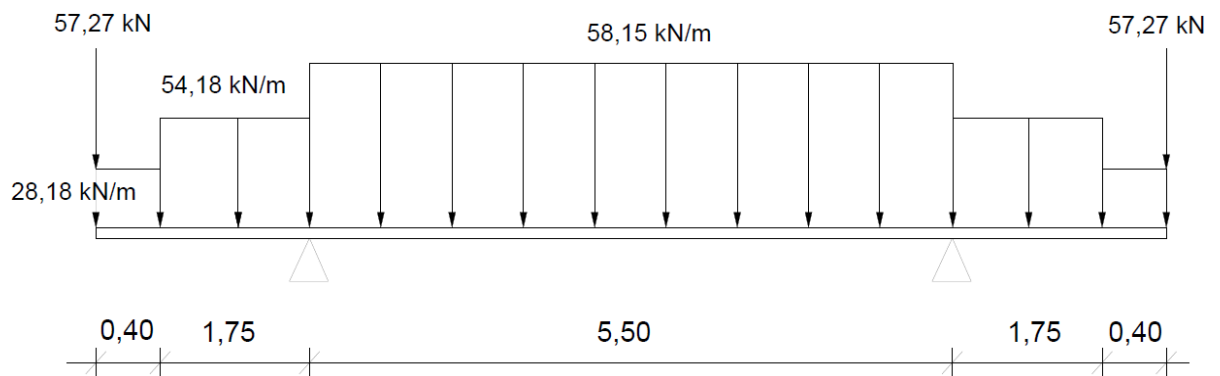
6.2.4 Cortinas ou Vigas de extremidade

A cortina do tabuleiro deve suportar a carga permanente referente ao peso próprio mais alguns elementos que nela se apoiam, como alas, placas de transição e aterros. Essas parcelas desse carregamento estão descritas a seguir e detalhadas no diagrama da Figura 44:

- a) Peso próprio da cortina (g_p): carga distribuída uniformemente referente ao peso do volume de concreto da viga de extremidade;
 - $g_p = 0,6987 \times 25 = 17,47 \text{ kN/m}$
- b) Peso próprio das alas (G_a): carga pontual oriunda do peso do volume de concreto das alas mais a carga linear dos guarda-rodas de 6 kN/m, atuando nas extremidades da cortina;
 - $G_a = (1,40 \times 0,4 + 3,5625 \times 0,25) \times 25 + 6 \times 3,5 = 57,27 \text{ kN}$

- c) Peso das Placas de transição (gpt): carga distribuída atuante apenas nos 9,0 metros centrais da viga de extremidade pois é onde estão situados esses elementos. Esse peso pode ser representado por um carregamento linear no valor de 26,0 kN/m.
- d) Peso do Aterro (gat): peso provocado pelo volume de aterro localizado no dente inferior da cortina.
- $gat = 0,2075 \times 18 = 3,753 \text{ kN/m}$

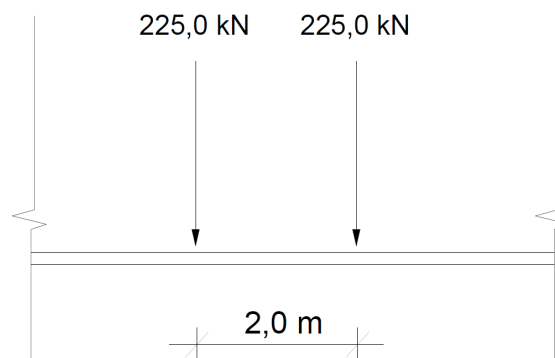
Figura 44 – Diagrama de carga permanente aplicado sobre a cortina



Fonte: elaborado pelo autor.

Com relação ao carregamento móvel, foi considerada a premissa das todas as cargas dos eixos estão atuando sobre a viga de extremidade analisada, assim sendo, determinou-se o trem-tipo ilustrado pela Figura 45.

Figura 45 – Trem-tipo atuante sobre a cortina



Fonte: elaborado pelo autor.

6.3 Análise pelo Midas Civil

6.3.1 Modelo I

O processo do desenvolvimento do Modelo I, que busca representar principalmente o comportamento das longarinas da superestrutura, no software Midas Civil está descrito nas etapas a seguir:

- a) Definição dos materiais: foram selecionados dois tipos de materiais na composição da superestrutura analisada. O primeiro material remete-se ao concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) igual a 25 MPa, de acordo com o especificado pela projetista nas notas do projeto. Essa condição também implica no valor do módulo de elasticidade (E_{ci}) igual a 23.800 MPa, conforme a NBR 6118:2003. Ainda segundo a norma, adotou-se o peso específico igual a 25 kN/m³ e o coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,20 e assim podendo determinar o valor do módulo de cisalhamento (G) desse material igual a 10.000 MPa. Esse material, denominado de C25 no programa, foi empregado nos elementos de barra, como as longarinas, transversinas e cortinas. Já para os elementos de placas, ou seja, as lajes, utilizou-se o mesmo concreto, entretanto com características ortotrópicas, isto é, o valor antes calculado para os E_{ci} só é aplicado no eixo y e z da placa, nas outras direções esse valor deve ser insignificante, da mesma forma que os valores de G e ν devem ser aplicados apenas no eixo z. Essa condição desconsidera a parcela resistente da laje relativa aos momentos longitudinais, ou seja, determina que a rigidez longitudinal da laje ortotrópica não influencie na transmissão dos esforços para as longarinas. Todavia, parte dessa contribuição é considerada, quando a inércia das vigas principais é equivalente à do perfil composto (seção “T”), pressupondo uma largura colaborante da laje, representando a interferência da rigidez da placa na propagação dos esforços. Esse artifício de se utilizar um material ortotrópico e suas propriedades estão descritas na Figura 46 a seguir.

Figura 46 – Parâmetros do material adotado nas lajes

General
Material ID: 2 Name: CONCO-ORTOTROPICO

Elasticity Data
Type of Design: Concrete
Steel: Standard: DB: Concrete: Standard: None Code: DB:

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Concrete

	Local-x	Local-y	Local-z	
Modulus of Elasticity :	1.0000e+000	2.3800e+007	2.3800e+007	kN/m ²
Thermal Coefficient :	0.0000e+000	0.0000e+000	0.0000e+000	1/[F]
	Local-xy	Local-xz	Local-yz	
Shear Modulus :	1.0000e+000	1.0000e+000	1.0000e+007	kN/m ²
Poisson's Ratio :	0	0	0.2	
Weight Density :	25			kN/m ³
<input type="checkbox"/> Use Mass Density:	0			kN/m ³ /g

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

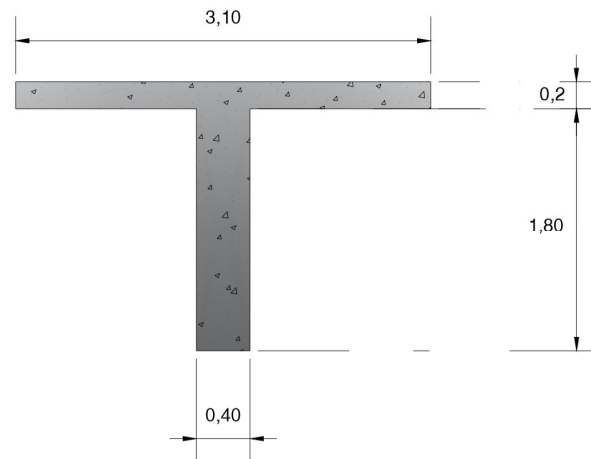
Thermal Transfer
Specific Heat : 0 Btu/kN*[F]
Heat Conduction : 0 Btu/m*hr*[F]

Damping Ratio : 0.05

Fonte: elaborada pelo autor.

- b) Seções dos elementos: os elementos de barra foram definidos de acordo com suas características geométricas definidas no Item 6.1 - Ponte Rodoviária em Estudo. Para isso, foram criadas três seções de vigas “I”, representando as transversinas de vão, de apoio e as cortinas. Com relação as longarinas, calculou-se a largura colaborante da laje de acordo com o procedimento da NBR 6118:2003, e como pode ser visto no esquema da Figura 47, assim sendo, gerou-se a seção de longarina, ilustrada na Figura 48, com os momentos de inércia e de torção referentes ao modelo de seção “T” dimensionado. Ainda foi levado em consideração na caracterização das seções dos elementos de barra, a redução de 80 % do momento de inércia à torção, devido a fissuração das peças.

Figura 47 – Seção calculada para as longarinas



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 48 – Características físicas da seção adotada no Midas Civil

Size		
H	2.0000	m
B	0.4000	m

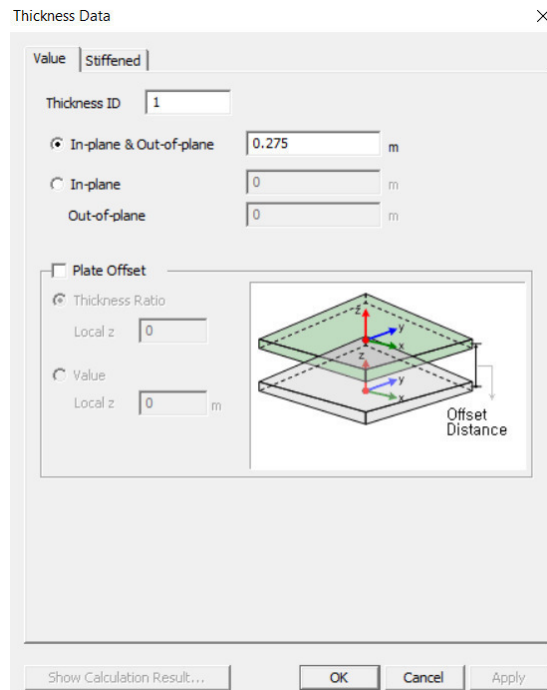
Section Properties		
Calc. Section Properties		
Area	8.00000e-001	m ²
Asy	6.66667e-001	m ²
Asz	6.66667e-001	m ²
Ixx	8.19120e-003	m ⁴
Iyy	5.29600e-001	m ⁴
Izz	1.06667e-002	m ⁴
Cyp	0.2000	m
Cym	0.2000	m
Czp	1.0000	m
Czm	1.0000	m
Qyb	0.5000	m ²
Qzb	0.0200	m ²
Peri:O	4.80000e+000	m

Consider Shear Deformation.

Fonte: elaborada pelo autor.

Para definir a espessura dos elementos de placa, mediu-se a espessura média de três seções transversais da laje do tabuleiro. Devido a presença das mísulas, segmentou-se a laje em dois tipos de placa, a primeira com a espessura igual a 0,275 metros e a segunda com 0,214 metros. A Figura 49 apresenta o tipo de laje com espessura aumentada devido a presença das mísulas.

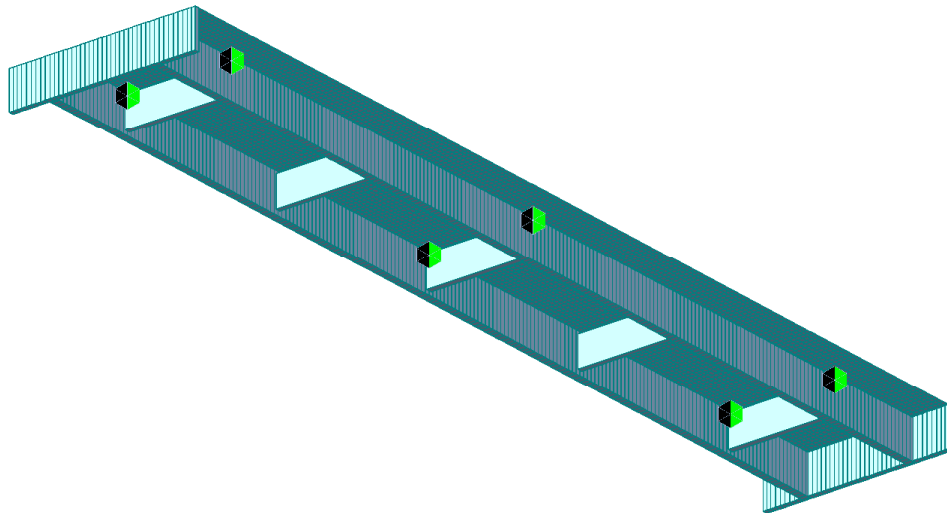
Figura 49 – Modelo de placa usado para representar a laje com a presença das mísulas



Fonte: elaborada pelo autor.

- c) Lançamento da estrutura: nessa etapa optou-se por desenhar os nós e barras da planta baixa no programa AutoCAD e posteriormente importar esse arquivo, no formato em DXF, para o Midas Civil. Após o lançamento da estrutura no programa, aplicou-se as seções e os materiais predefinidos em seus respectivos elementos, atentando-se principalmente na aplicação das transversinas, pois esses elementos não devem interagir com nenhum ponto dos elementos de placa referente as lajes. Feito isso, também foi definido um sistema de eixos locais, com a finalidade de facilitar a orientação do usuário nas etapas seguintes.
- d) Condições de apoio: nos nós onde se encontravam os pilares da ponte foi adotado apoios que impedissem a translação da superestrutura no eixo z, entretanto, não se impôs nenhuma condição de engastamento a esses apoios, devido a existência dos aparelhos de Neoprene nos encontros da mesoestrutura com as longarinas.
- e) Malha de elementos finitos: nesse processo foi realizada a discretização dos elementos de placa para que a ferramenta computacional pudesse analisar o comportamento de cada subdomínio. As premissas usadas nessa etapa foram que a maior dimensão desses elementos não ultrapassassem 0,25 metros e que preferencialmente esses elementos tivessem o formato quadrangular. A Figura 50 mostra o produto desse estágio da modelagem e a localização dos apoios.

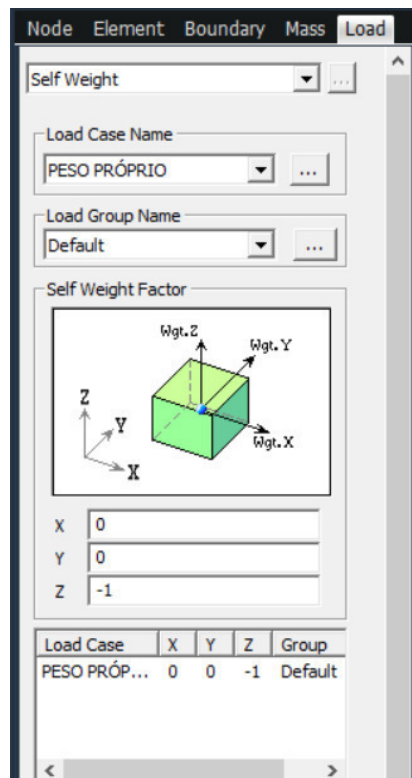
Figura 50 – Malha de Elementos Finitos do Modelo I



Fonte: elaborada pelo autor.

- f) Aplicação das cargas permanentes: o primeiro esforço permanente definido foi o peso próprio da estrutura, de forma que, definiu-se o sentido e a direção da força gravitacional de acordo com a Figura 51, pois já havia sido estabelecido o peso específico do material utilizado.

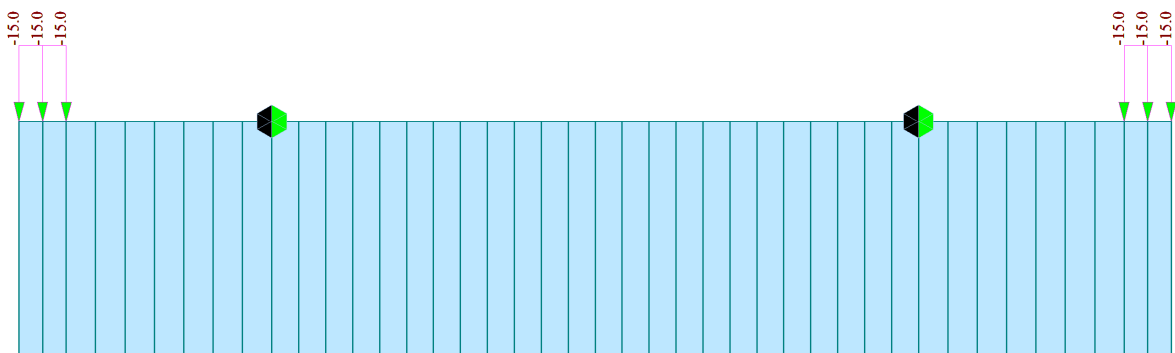
Figura 51 – Definição da direção e sentido da força gravitacional



Fonte: elaborada pelo autor.

Posteriormente, aplicou-se um carregamento distribuído sobre as lajes, referente ao peso da pavimentação. Essa carga possui o valor de $1,68 \text{ kN/m}^2$, gerada pela espessura do revestimento de $0,07$ metros e seu peso específico de 24 kN/m^3 definido em projeto. Nos $0,40$ metros das extremidades estão situados os guarda-rodas, por esse motivo não se aplicou a carga de pavimentação nessa região. A carga linear aplicada pelos guarda-rodas na estrutura é de $6,0 \text{ kN/m}$, logo essa força foi convertida para uma carga distribuída no valor de $15,0 \text{ kN/m}^2$, atuando nesses $0,40$ metros e ao longo de toda a extensão longitudinal da ponte. A Figura 52 detalha a caracterização da carga e sua aplicação na estrutura. Além dessas cargas distribuídas, criou-se também um carregamento linear de 26 kN/m representando o peso das placas de transição e duas cargas pontuais de $57,27 \text{ kN}$, representando o peso das alas, atuante sobre o elemento de barra referente as cortinas.

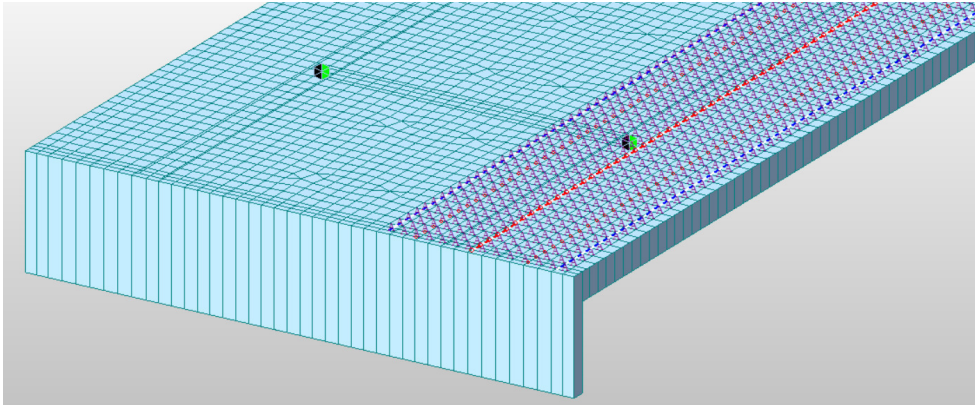
Figura 52 – Seção transversal do tabuleiro com a aplicação da carga dos guarda-rodas



Fonte: elaborada pelo autor.

- g) Faixas de tráfego: definiu-se as faixas de tráfego de acordo com a geometria da seção transversal do tabuleiro. Como a distância entre guarda-rodas, região onde é possível um veículo trafegar, é de $9,0$ metros, preferiu-se adotar três faixas de $3,0$ metros cada, uma ao lado da outra, nomeadas de A, B e C. Pode-se observar a faixa A na Figura 53 abaixo.

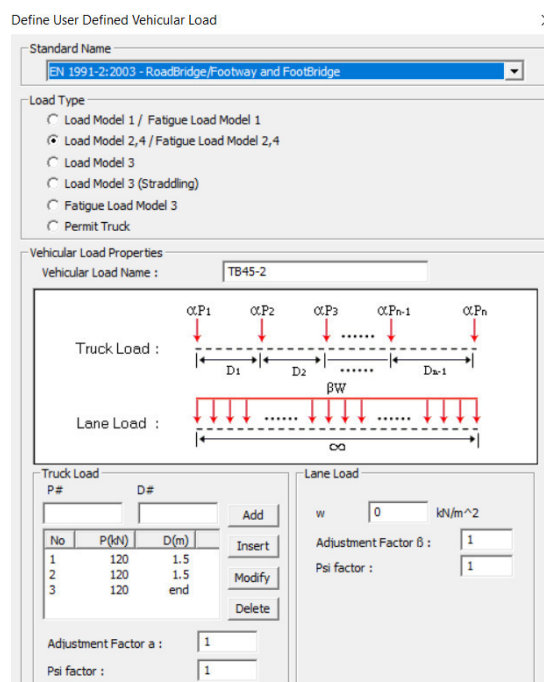
Figura 53 – Faixa de tráfego A para o deslocamento dos veículos definidos



Fonte: elaborada pelo autor.

- h) Veículos de carga móvel: devido ao Midas Civil *Trial* 2015 não apresentar um veículo que seguisse os parâmetros da norma brasileira adotada nesse trabalho, criou-se dois modelos de veículos que quando atuantes simultaneamente representassem o trem-tipo TB-45 adotado nessa análise. O primeiro veículo está apresentado na Figura 54 e consiste em três cargas pontuais de 120,0 kN reproduzindo o efeito do contato das rodas do veículo normatizado com a estrutura. O segundo veículo corresponde a uma carga distribuída de 5,0 kN/m² equivalente a solicitação que a multidão aplica na estrutura e está retratado na Figura 55.

Figura 54 – Veículo 1 simulando as cargas dos eixos do TB-45



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 55 – Veículo 2 simulando as cargas de multidão do TB-45

Define User Defined Vehicular Load

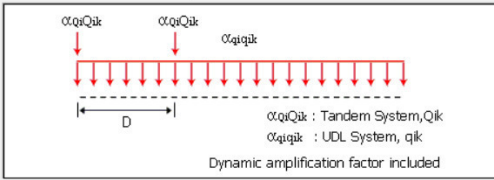
Standard Name: EN 1991-2:2003 - RoadBridge/Footway and FootBridge

Load Type:

- Load Model 1 / Fatigue Load Model 1
- Load Model 2,4 / Fatigue Load Model 2,4
- Load Model 3
- Load Model 3 (Straddling)
- Fatigue Load Model 3
- Permit Truck

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name: TB45-1



Dynamic amplification factor included

Location	Tandem System		UDL System	
	Adjustment Factor	Axle Loads (kN)	Adjustment Factor	Uniformly Dist Loads (kN/m ²)
Lane Number1	1	0	1	5
Lane Number2	1	0	1	5
Lane Number3	1	0	1	5
Other Lanes & Remaining Area	0	0	1	5

D: 1.5 m

Phi: 1

Psi factor for Tandem System: 1

Psi factor for UDL System: 1

Fonte: elaborada pelo autor.

- i) Análise e obtenção dos resultados: por fim, foi feito o processamento desse modelo elaborado por essa ferramenta computacional, realizando a combinação de todas as cargas permanentes e a combinação das cargas móveis, majoradas pelo CIV de 1,33. Com isso, gerou-se os resultados apresentados no item 7.2.1 - Modelo I, do presente trabalho.

6.3.2 Modelo II

O Modelo II tem o intuito de detalhar melhor os esforços atuantes nas lajes e no vigamento secundário da superestrutura, com essa finalidade a única diferença do modelo anterior é que nas definições dos materiais gerou-se apenas o concreto C25, pois nessa modelagem não há necessidade de se criar materiais ortorópicos.

As demais etapas desse processo são idênticas as descritas para o Modelo I, portanto não há necessidade de detalha-las nessa seção do trabalho. Os resultados finais, fornecidos pelo Modelo II, estão apresentados no item 7.2.2 - Modelo II.

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, serão apresentados os resultados referentes aos diversos métodos de cálculo adotado para a análise dos elementos do tabuleiro rodoviário estabelecido no estudo de caso do presente trabalho. Além disso, será feita uma comparação desses resultados, buscando discutir sobre as suas variações.

7.1 Resultados do Método Clássico

7.1.1 Vigamento principal e de extremidade

A seguir, na Tabela 1 são apresentados os valores dos momentos fletores e esforços cortantes atuantes nas seções de cálculo das longarinas, provenientes do carregamento permanente, definido no Item 6.2.1 - Longarinas. A Tabela 2 exhibe esses resultados advindos das cargas móveis, provocadas trem-tipo TB-45. Com isso, nas Figuras 56 e 57, fornecida pelo Ftool, são ilustradas as envoltórias de esforços para os carregamentos permanentes e móveis aplicados sobre a longarina estudada.

Tabela 1 – Resultados da análise das longarinas perante as cargas permanentes

LONGARINA - MÉTODO CLÁSSICO												
Seções	1	2	3e	3d	4	5	6	7	8	9	10	11
Mg (kN.m)	0,0	-681,1	-2195,8	-2195,8	-535,0	243,5	865,7	1098,0	876,7	265,5	-504,2	-2151,8
Vg (kN)	-278,2	-402,9	-615,3	664,0	451,6	326,9	170,9	15,0	-166,5	-322,4	-447,2	-659,6

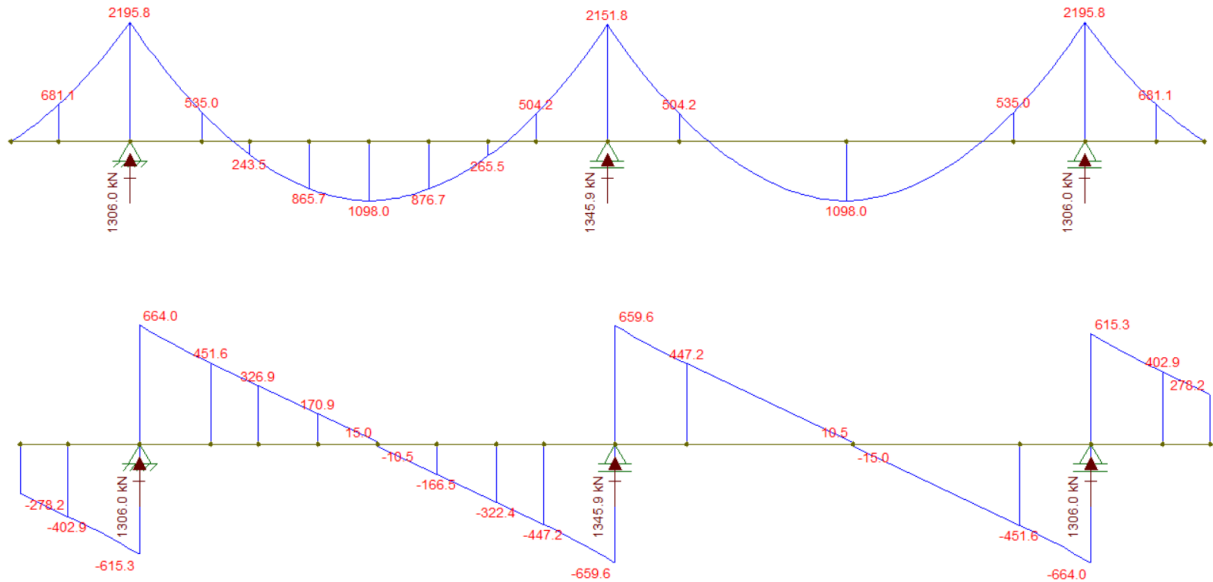
Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 2 – Resultados da análise das longarinas perante as cargas móveis

LONGARINA - MÉTODO CLÁSSICO												
Seções	1	2	3e	3d	4	5	6	7	8	9	10	11
Mq+ (kN.m)	0,0	0,0	0,0	0,0	1884,9	2659,0	3182,8	3187,3	2697,9	1786,4	894,8	674,7
Mq- (kN.m)	0,0	-517,1	-2301,7	-2301,7	-1989,3	-1781,0	-1520,0	-1260,3	-1226,7	-1392,6	-1608,6	2618,0
Vq+ (kN)	0,0	0,0	0,0	801,1	614,4	501,9	375,7	266,7	178,8	161,1	152,9	148,8
Vq- (kN)	-181,4	-426,4	-703,0	-91,2	-100,1	-182,4	-294,7	-414,5	-539,4	-666,8	-768,5	-917,2

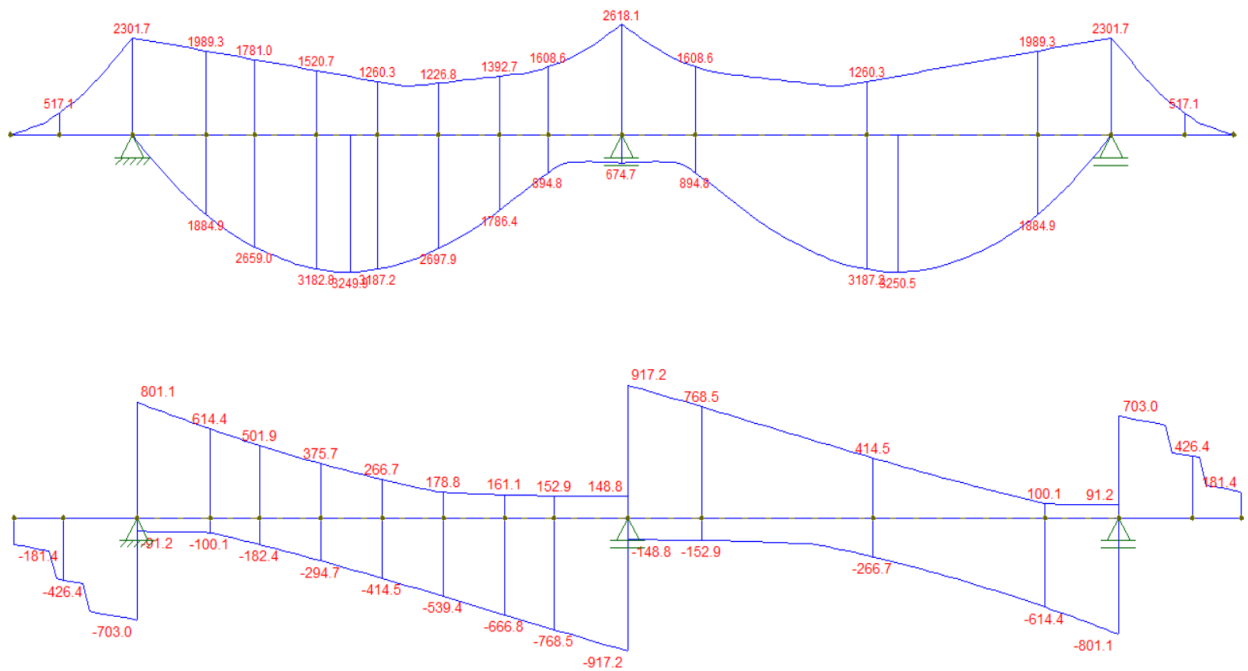
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 56 – Diagramas de Momentos Fletores (DMF) e Esforços Cortantes (DEF) das longarinas devido a carga permanente



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 57 – DMF e DEF das longarinas devido a carga móvel



Fonte: elaborada pelo autor.

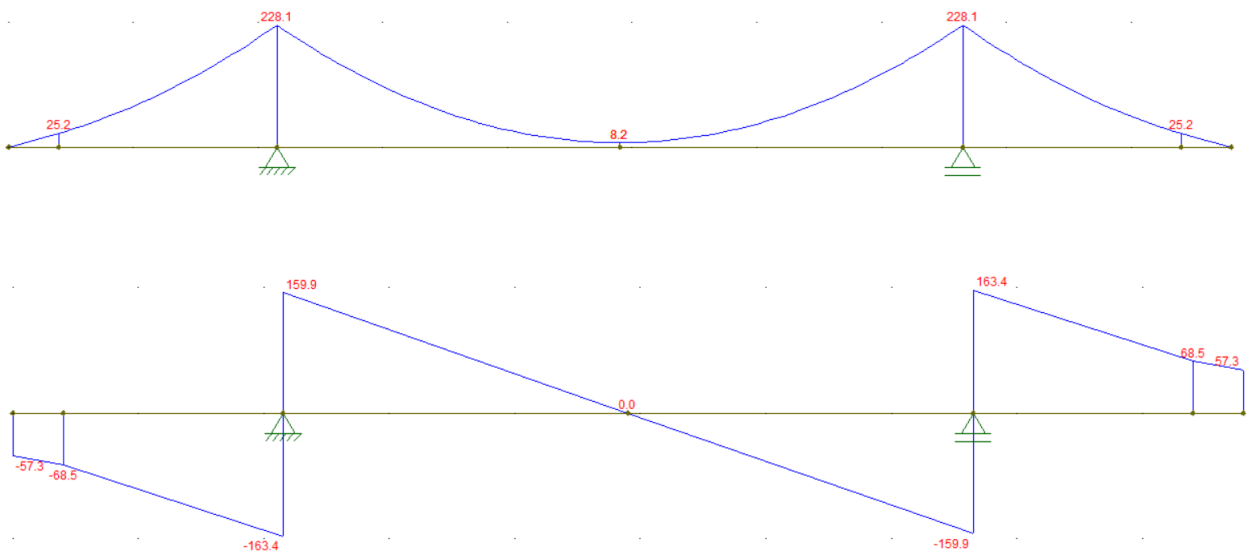
Por meio da Tabela 3, são mostrados abaixo os resultados das solicitações para a carga permanente e para a carga móvel operantes nas cortinas, ou vigas de extremidade, do tabuleiro rodoviário. A Figura 58 apresenta os diagramas de esforços cortantes e de momento fletores oriundos das cargas permanentes, já a Figura 59 demonstra envoltória de esforços para as cargas móveis, quando esse elemento atua como viga.

Tabela 3 – Resultados da análise das cortinas perante as cargas permanentes e móveis

CORTINA - MÉTODO CLÁSSICO				
Seções	1	2e	2d	3
Mg (kN.m)	0,0	-228,1	-228,1	-8,2
Vg (kN)	-57,3	-163,4	159,9	0,0
Mq+ (kN.m)	0,0	0,0	0,0	523,7
Mq- (kN.m)	0,0	-688,3	-688,3	-344,1
Vq+ (kN)	0,0	0,0	489,7	190,4
Vq- (kN)	-299,3	-598,5	-125,1	-190,4

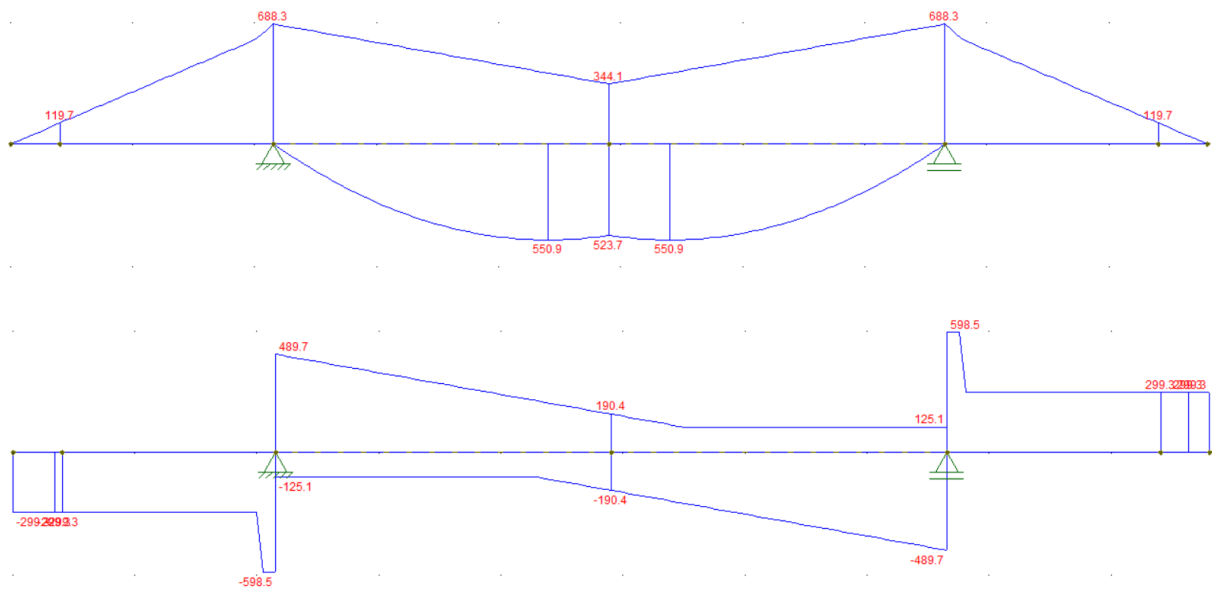
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 58– DMF e DEF das cortinas devido as cargas permanentes



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 59 – DMF e DEF das cortinas devido as cargas móveis



Fonte: elaborada pelo autor.

Para as transversinas só serão analisados os momentos fletores, entretanto esses resultados dependem das solicitações advindas das lajes. Assim sendo, esse item será discutido somente após a análise dos esforços nas lajes do tabuleiro, no Item 7.1.2 - Transversinas de vão e de apoio.

7.1.2 Lajes pelas Tabelas de Rüsck

Analisando primeiramente a laje central, pode-se observar na Tabela 4 os resultados dos momentos fletores, atuantes em x e em y, determinados por meio da Equação 13 e 14, respectivamente, referentes ao carregamento permanente, estabelecido anteriormente no item 6.2.2 Lajes.

Tabela 4 – Resultados da análise da laje central perante as cargas permanentes

LAJE CENTRAL - MÉTODO CLÁSSICO						
Seções	1	2	3	4	5	6
Mgx (kN.m/m)	-23,90	-10,71	-1,29	1,43	3,54	6,25
Mgy (kN.m/m)	-	-	-	-	-	1,67

Fonte: elaborada pelo autor.

Os resultados dos momentos fletores atuantes transversalmente, em x, e longitudinalmente, em y, provocados pelo carregamento móvel, foram obtidos através da Equação 9, e podem ser encontrados na Tabela 5.

Tabela 5 – Resultados da análise da laje central perante as cargas móveis

LAJE CENTRAL - MÉTODO CLÁSSICO						
Seções	1	2	3	4	5	6
Mqx+ (kN.m/m)	0	17,01	34,02	40,82	40,82	40,82
Mqx- (kN.m/m)	-80,35	-51,65	-22,96	-11,48	0	0
Mqy (kN.m/m)	-	-	-	-	-	21,26

Fonte: elaborada pelo autor.

A Tabela 6 apresenta os resultados provenientes do carregamento permanente e das cargas móveis na seção transversal do balanço, também pode-se encontrar nessa tabela o valor do momento agravante no engastamento (M_r), devido a hipótese de um impacto na barreira New Jersey.

Tabela 6 – Resultados da análise da laje em balaço perante as cargas permanentes e móveis

LAJE EM BALANÇO - MÉTODO CLÁSSICO (kN.m/m)						
Mgx	Mqxe	Mqxm+	Mqxm-	Mqym	Mqyr	Mr
-28,53	-100,02	7,19	-27,63	10,05	28,45	-9,96

Fonte: elaborada pelo autor.

Finalmente, por meio da Tabela de Rüsç 97B, determinou-se os momentos fletores devido a carga permanente e móvel, situados no engastamento gerado pelo encontro da laje com as cortinas. Esses resultados podem ser encontrados na Tabela 7, abaixo.

Tabela 7 – Resultados da análise do encontro da laje com a cortina perante as cargas permanentes e móveis

LAJE ENGASTADA NA CORTINA - MÉTODO CLÁSSICO (kN.m/m)	
Mgye	Mqye
-12,79	-61,85

Fonte: elaborada pelo autor.

7.1.3 Transversinas de vão e de apoio

Uma vez com os momentos atuantes sobre o engastamento longitudinal das lajes, é possível analisar o comportamento das transversinas para os Casos 1 e 2, detalhados anteriormente. Para isso, a Tabela 8 apresenta os valores dos momentos oriundos das cargas permanentes e móveis advindos da laje central e das lajes em balanço, também se pode ver nessa tabela os momentos devidos aos casos analisados. Por último, foi realizado a combinação desses esforços no ELU e a determinação do M_d para uma distância longitudinal de 10 metros entre as transversinas.

Tabela 8 – Resultados da análise das transversinas

TRANVERSINAS - MÉTODO CLÁSSICO							
CASO - 1							
Mg(Central)	Mg(Balanço)	ΔMg	ΔMq	$\Delta Mq'$	$\Delta M11d$	$\Delta M12d$	$\Delta M1d$
23,90	-28,53	-4,63	80,35	19,93	115,9	25,72	70,81
CASO - 2							
Mg(Central)	Mg(Balanço)	ΔMg	$\Delta Mq (Mqxe+Mr)$	$\Delta Mq'$	$\Delta M21d$	$\Delta M22d$	$\Delta M2d$
23,90	-28,53	-4,63	-109,98	-10,18	-171,2	-21,52	-96,36

Fonte: elaborada pelo autor.

$$- M_d = (-96,36) 10/\pi = -306,72 \text{ kN.m}$$

O momento adotado para o dimensionamento das transversinas foi o $\Delta M_{2d} = -96,36$ kN.m/m, pois é o maior em módulo entre as combinações no ELU para os casos considerados, produzindo um $M_d = -306,72$ kN.m.

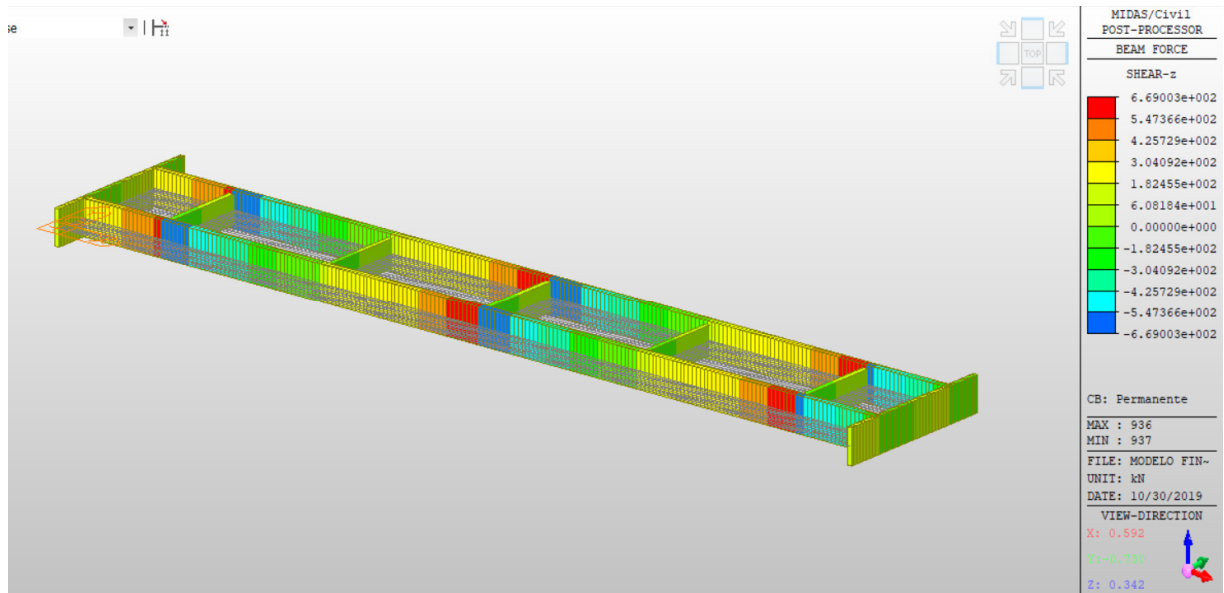
7.2 Resultados dos modelos computacionais

7.2.1 Modelo I

Para a análise das longarinas no primeiro modelo, foram geradas áreas de estresse na estrutura, pela ferramenta computacional Midas Civil, representadas por tonalidades de cores, de forma que, quanto mais quentes forem as cores, maiores serão os esforços. Para as cargas

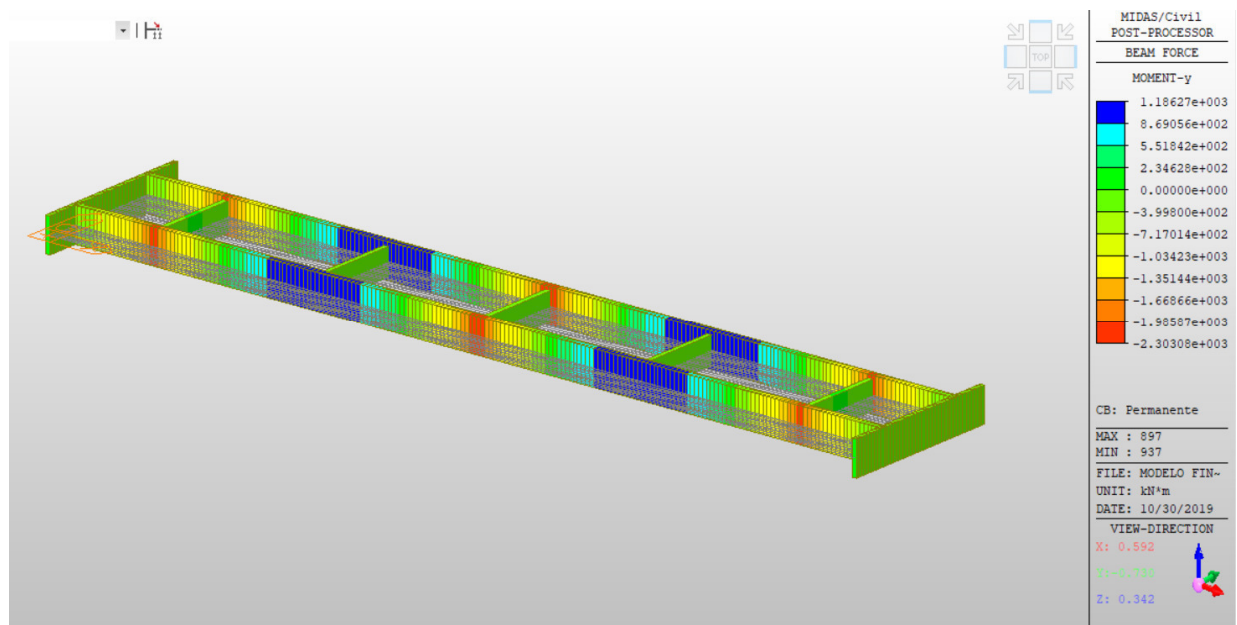
permanentes, as Figuras 60 e 61 ilustram, respectivamente, o estado dos esforços cortantes e momentos fletores, das longarinas quando submetidas a esses carregamentos.

Figura 60 – Esforços Cortantes nas longarinas devido ao carregamento permanente



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 61 – Momentos Fletores nas longarinas devido ao carregamento permanente



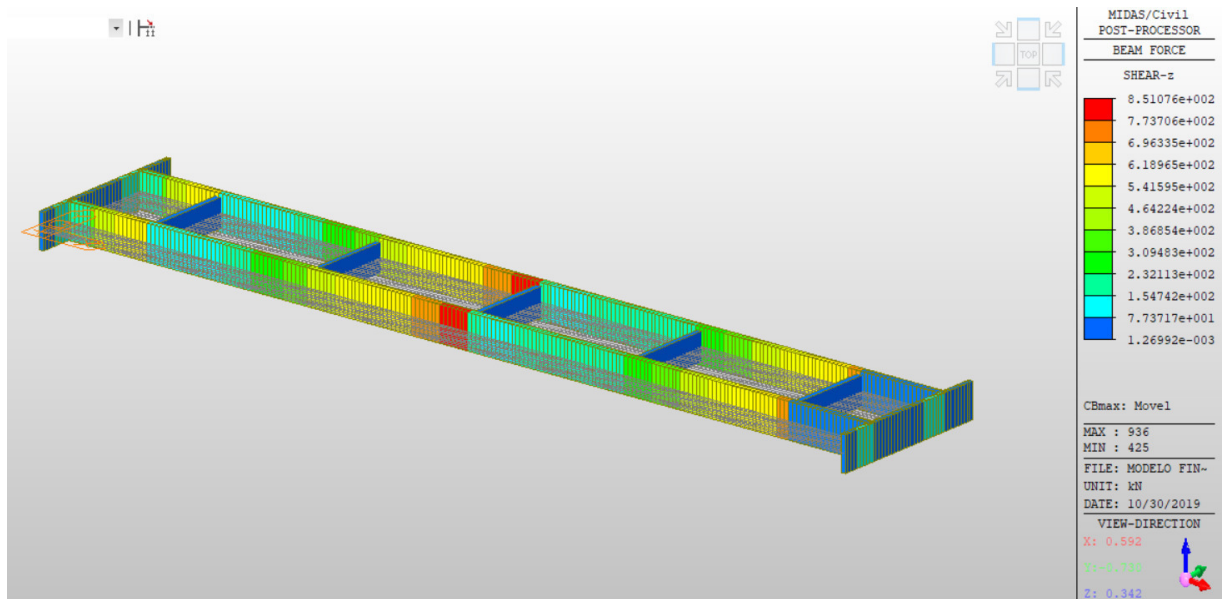
Fonte: elaborada pelo autor.

Nota-se uma concentração maior de esforços cortantes nas regiões de apoio das longarinas, fato este, fundamenta o processo construtivo do engrossamento da alma das vigas

principais no encontro com os pilares, pois essas regiões necessitam de uma área maior de concreto para resistir a esses carregamentos.

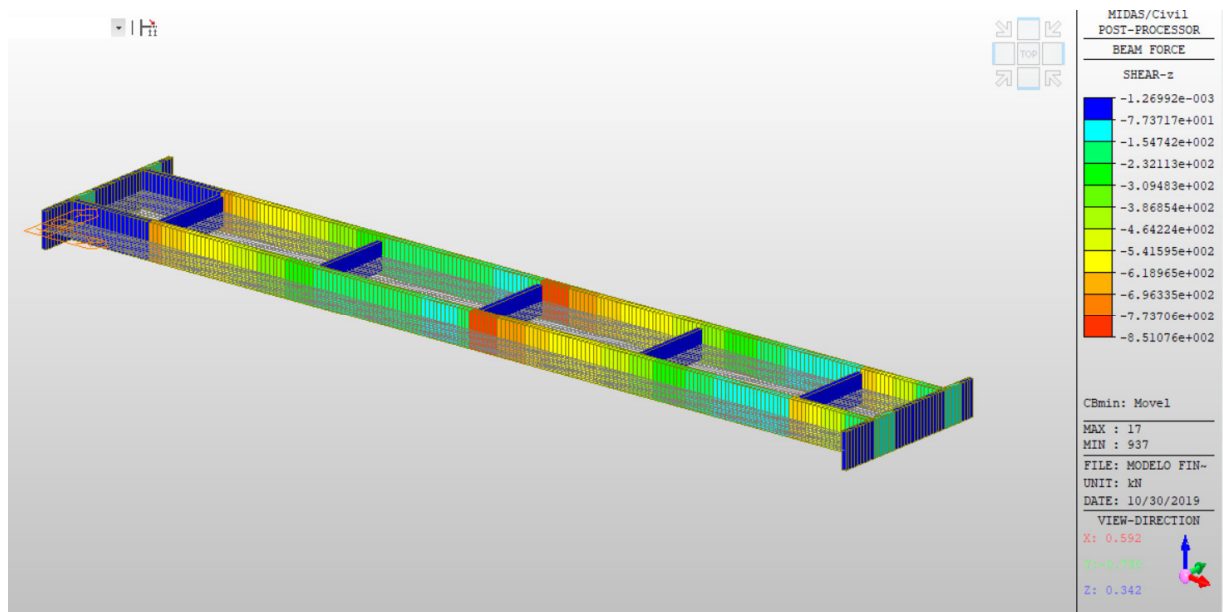
Para ilustrar o comportamento desses elementos perante ao carregamento móvel, pode-se observar os esforços cortantes máximos e mínimos nas Figura 62 e 63, e os momentos máximos e mínimos nas Figuras 64 e 65, em que nelas é notável a sollicitação desse carregamento sobre a longarina.

Figura 62 – Esforços Cortantes máximos nas longarinas devido ao carregamento móvel



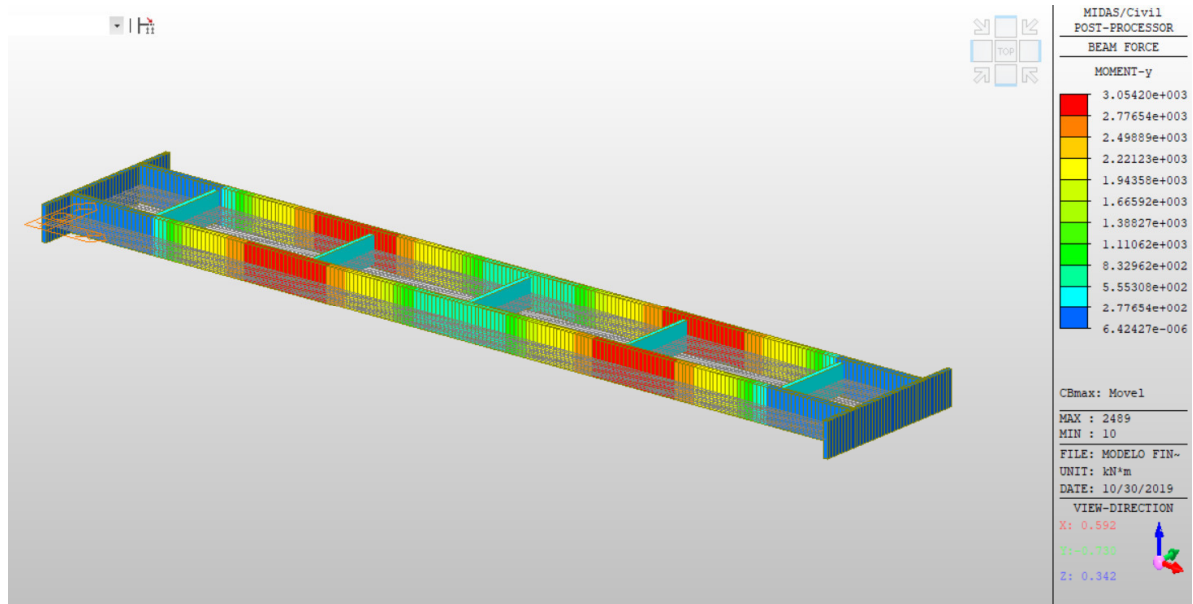
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 63 – Esforços Cortantes mínimos nas longarinas devido ao carregamento móvel



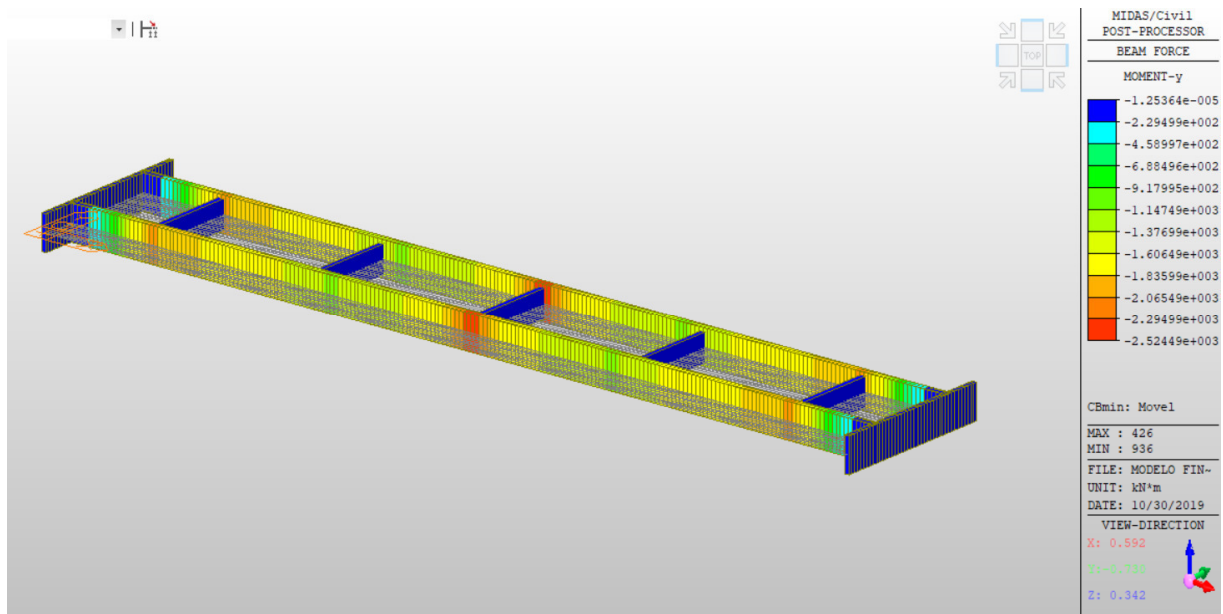
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 64 – Momentos Fletores máximos nas longarinas devido ao carregamento móvel



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 65 – Momentos Fletores mínimos nas longarinas devido ao carregamento móvel

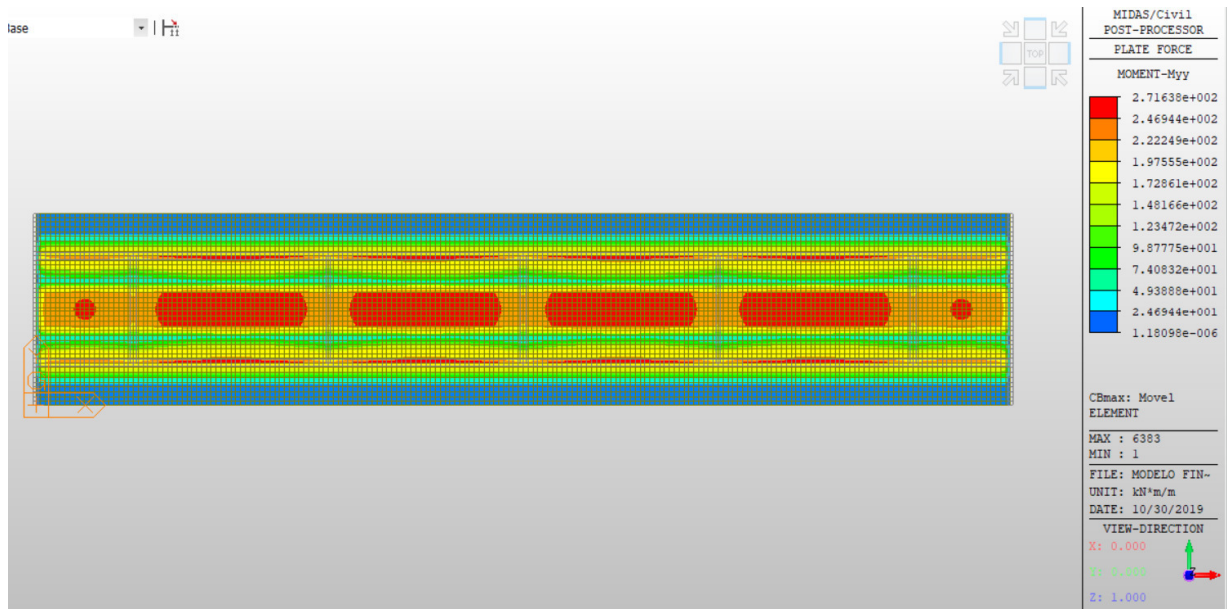


Fonte: elaborada pelo autor.

Como mencionado anteriormente, esse não é o melhor modelo para realizar o estudo das lajes, pois o fato de se utilizar um material ortotrópico na composição desse elemento faz com que haja uma grande concentração de esforços em determinados pontos, pois o carregamento não consegue se distribuir de maneira razoável, por tanto a estrutura não apresenta um comportamento satisfatório quando submetido aos esforços, principalmente

móveis. Pode-se notar, por exemplo, na Figura 66 que os valores dos momentos positivos referentes as cargas móveis são exorbitantes quando comparados aos obtidos pelas Tabelas de Rüsçh.

Figura 66 – Momentos Fletores máximos na laje devido ao carregamento móvel no Modelo I



Fonte: elaborada pelo autor.

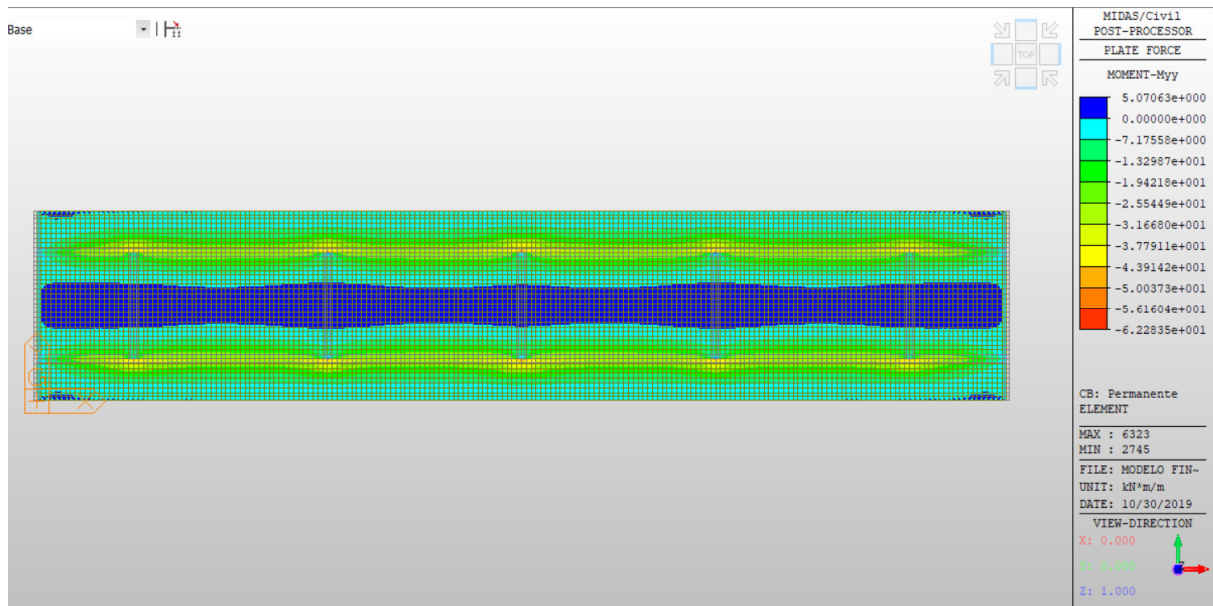
Devido a laje apresentar uma resistência longitudinal praticamente nula, a maioria dos esforços se deslocam para os eixos das longarinas, assim reduzindo a parcela desses carregamentos que iriam para o engastamento com as cortinas. Dessa forma, optou-se por adotar o Modelo II para a análise desses elementos, visto que, os resultados fornecidos por esse modelo estariam mais a favor da segurança.

Como os esforços transmitidos para as transversinas dependem do comportamento das lajes é interessante analisar esses elementos somente no segundo modelo também.

7.2.2 Modelo II

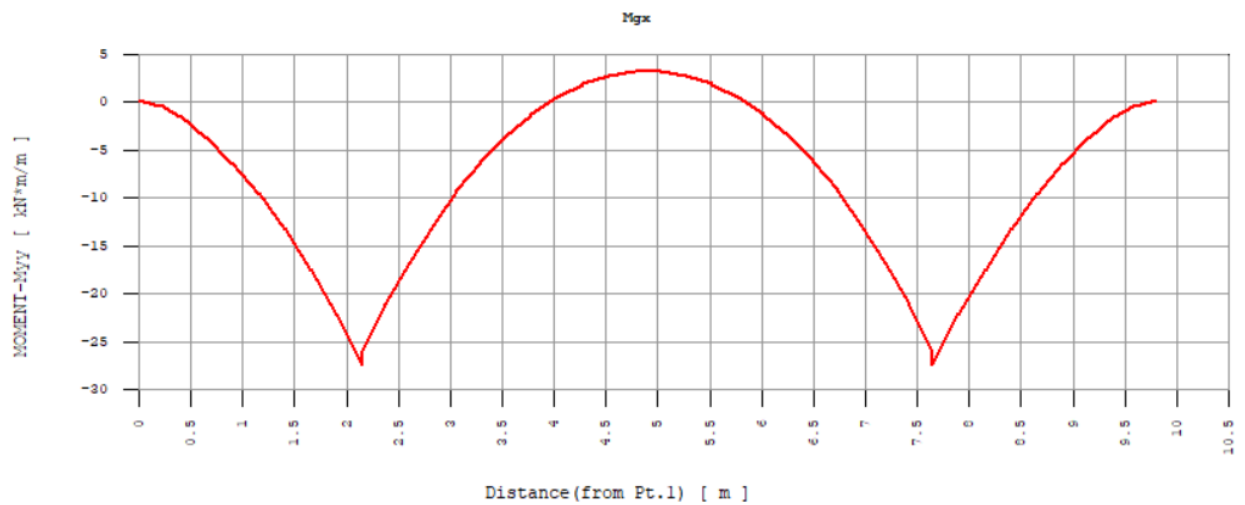
Seguindo a proposta desse modelo, para a análise das lajes do tabuleiro rodoviário, pode-se observar na Figura 67 e 68 a SI provocada pelo carregamento permanente, no eixo x, com seu respectivo diagrama, e na Figura 69 os momentos no eixo y. Nota-se também que a legenda das cores, contendo os valores referentes a esses momentos, indica que o maior momento positivo produzido se dispõe no meio do vão e o maior momento positivo negativo se localiza sobre as longarinas, como esperado.

Figura 67 – Momentos Fletores transversais nas lajes devido ao carregamento permanente



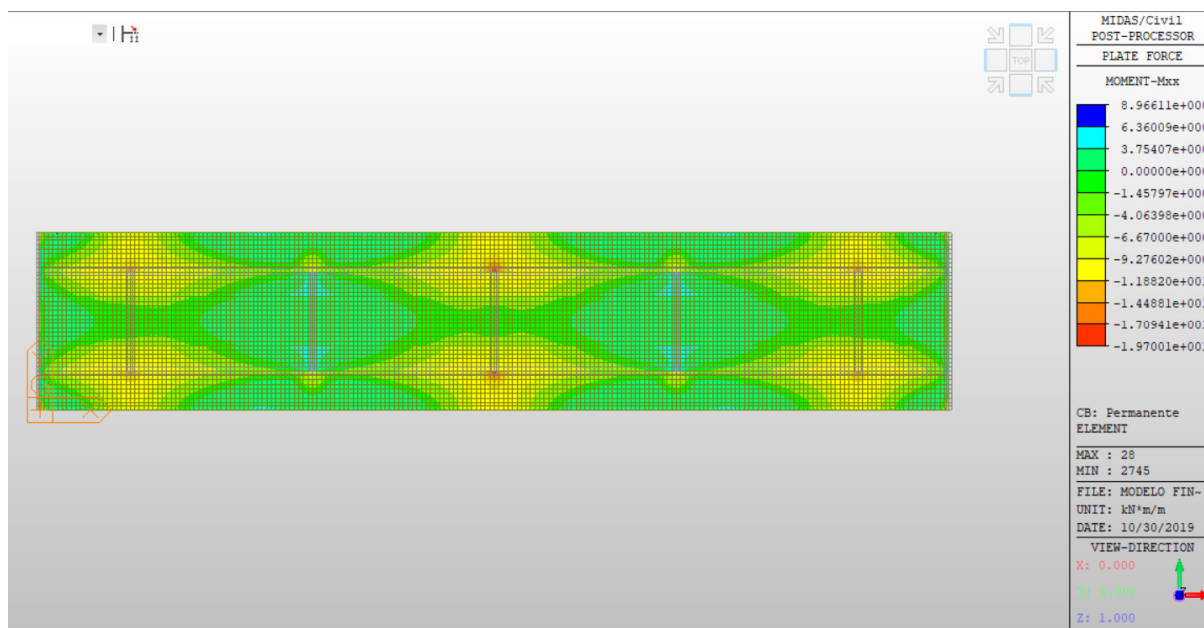
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 68 – Diagrama de Momento Fletor da laje no eixo x, devido a carga permanente



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 69 – Momentos Fletores longitudinais nas lajes devido ao carregamento permanente



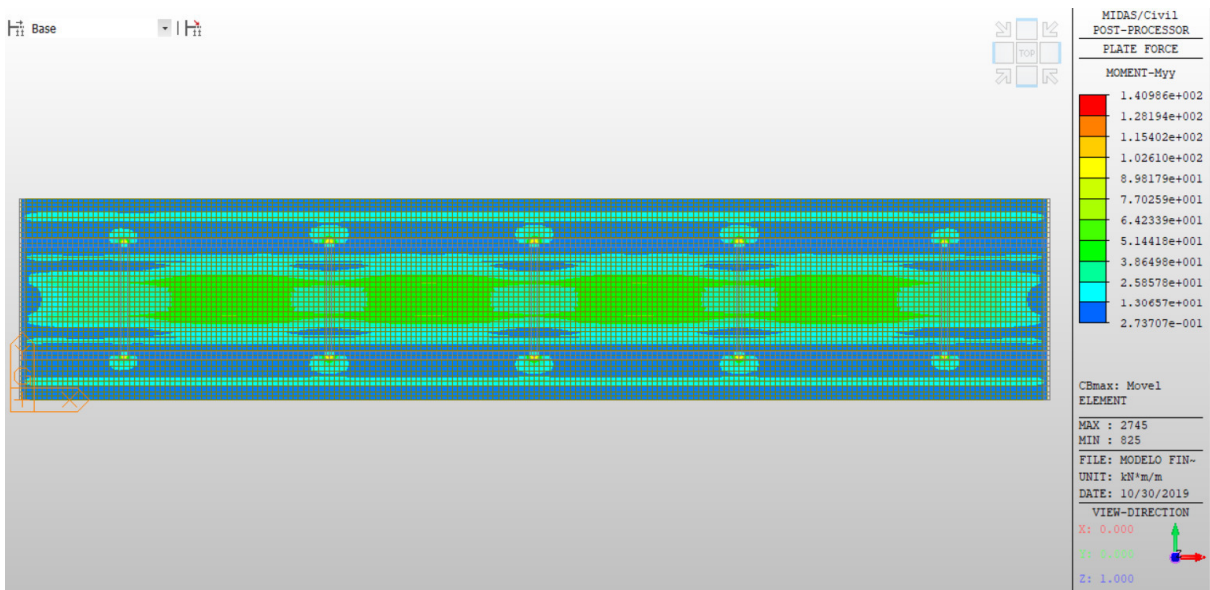
Fonte: elaborada pelo autor.

Percebe-se pelas figuras acima, que nos pontos de encontro das longarinas com as transversinas há uma elevação nos valores dos momentos devido ao enrijecimento da peça como um todo e isso faz com que essa região atraia mais esforços. Entretanto, para o nível da análise desse trabalho deve-se desconsiderar esse acontecimento.

É perceptível também o aparecimento de esforços nas quinas do tabuleiro, tanto nos momentos atuantes no eixo x como no eixo y, tal característica é constatada pelo aparecimento de fissuras nessas localidades em obras já concluídas. Isso mostra uma imperfeição no Método Clássico, pois o mesmo não abrange tais esforços.

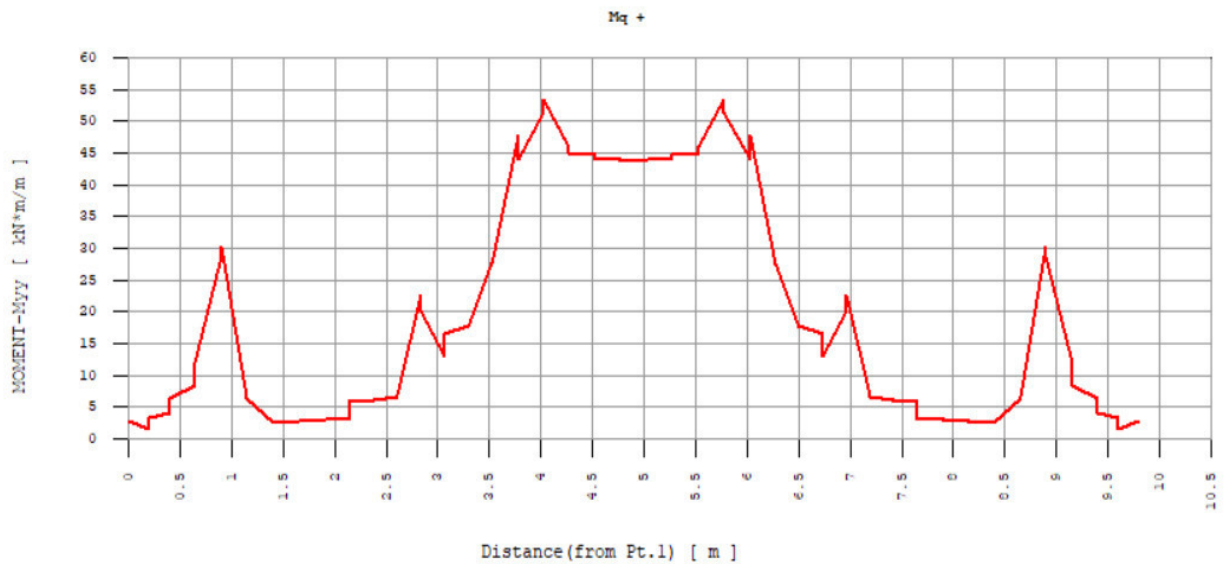
Na sequência, foi analisado o efeito do carregamento móvel provocado pela atuação conjunta dos veículos inseridos no modelo computacional. Para se atingir tal objetivo, o programa rodou todas as possíveis situações de deslocamento desse trem-tipo sobre as faixas definidas, desse modo pode gerar a SI para os momentos máximos e seu devido diagrama, apresentados nas Figuras 70 e 71, e para os momentos mínimos com seu respectivo diagrama, ilustrados nas Figuras 72 e 73.

Figura 70 – Momentos Fletores Máximos transversais nas lajes devido ao carregamento móvel



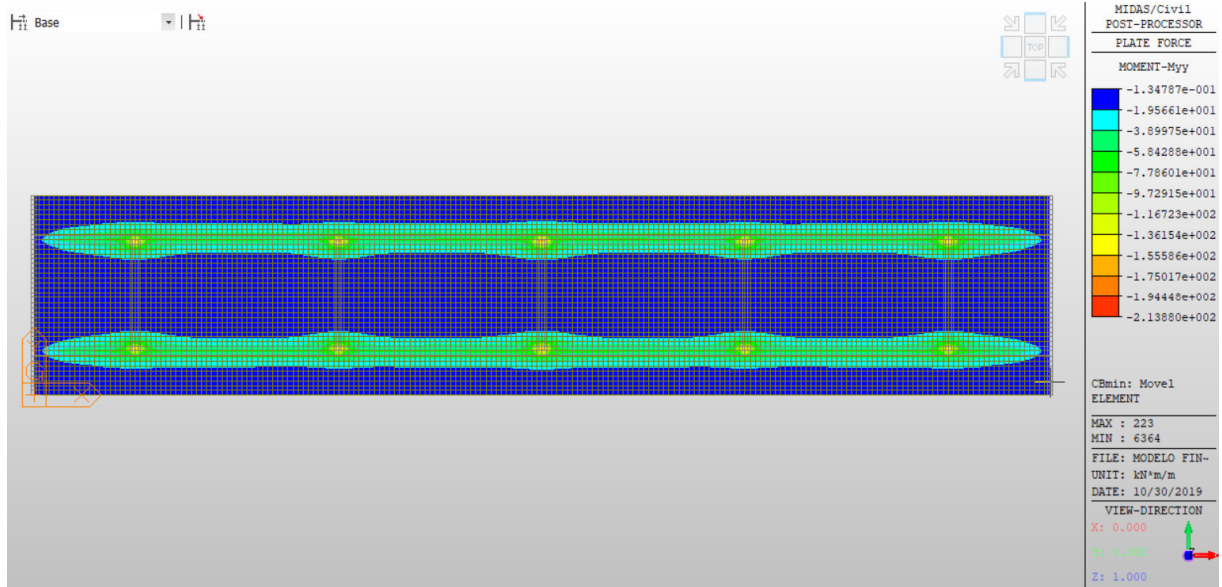
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 71 – Diagrama de Momento Fletor Máximo da laje no eixo x, devido a carga móvel



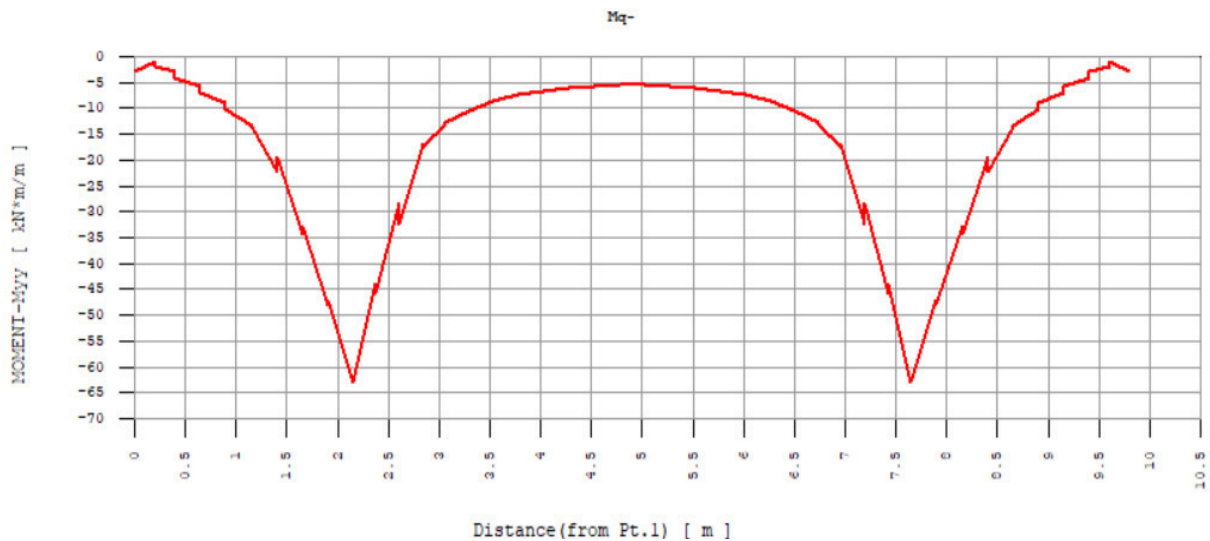
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 72 – Momentos Fletores Mínimos transversais nas lajes devido ao carregamento móvel



Fonte: elaborada pelo autor.

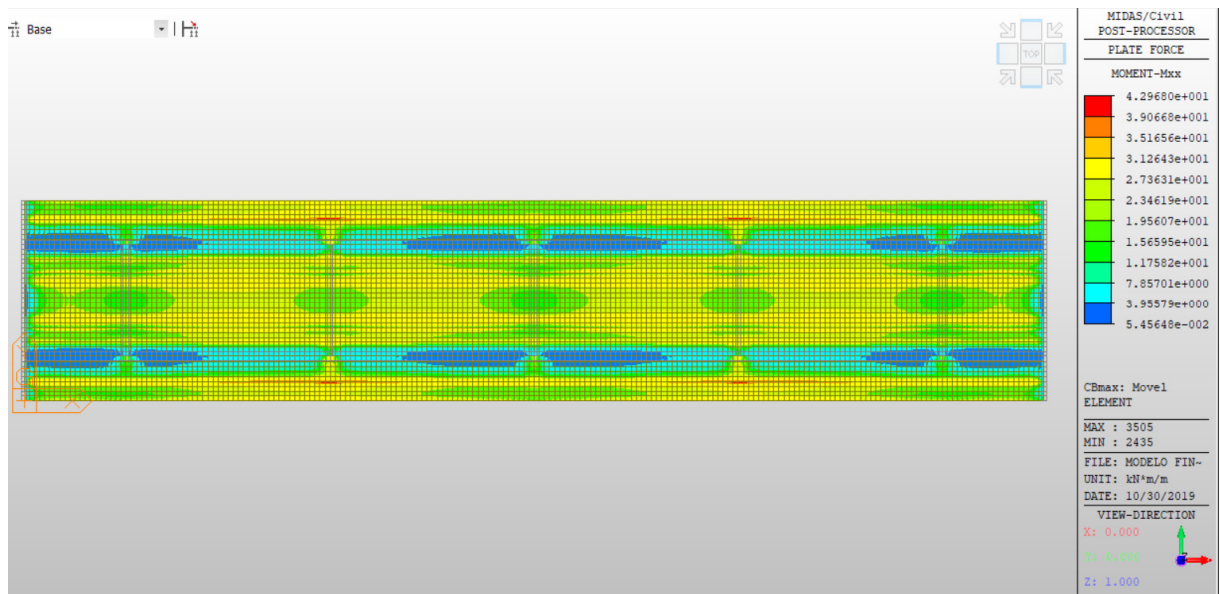
Figura 73 – Diagrama de Momento Fletor Máximo da laje no eixo x, devido a carga móvel



Fonte: elaborada pelo autor.

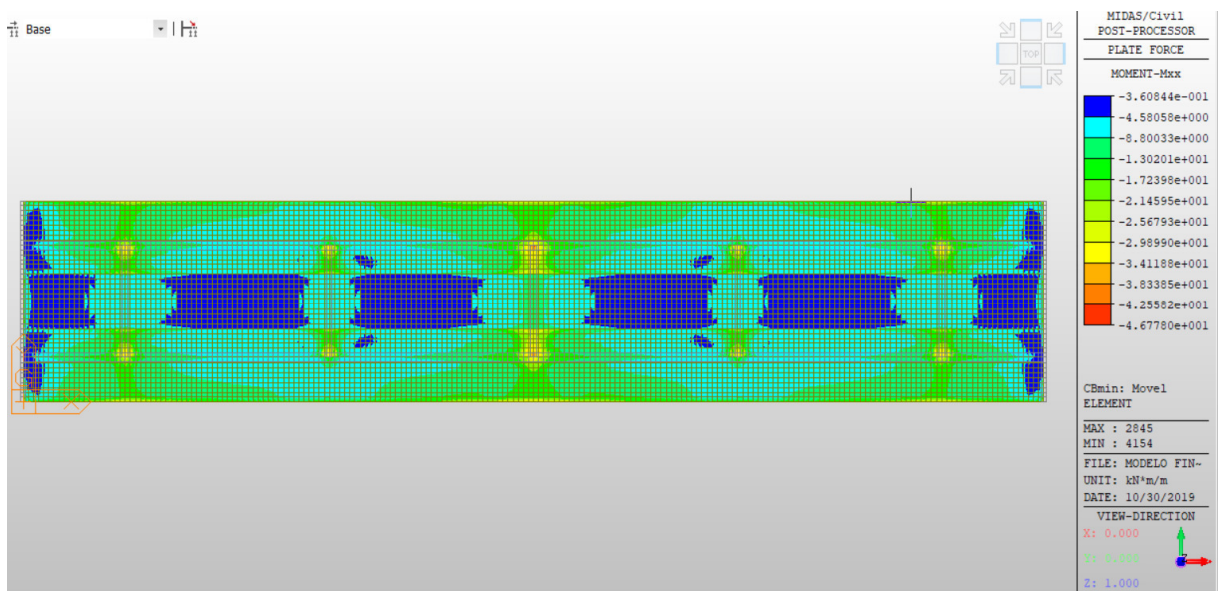
Para análise do efeito que o carregamento móvel provoca no eixo y do tabuleiro, foi apresentado nas Figuras 74 e 75, a SI gerada pelos momentos positivos e negativos, respectivamente. Por meio dessas imagens, é visto o efeito do encontro da laje com a cortina, como essa relação provoca um certo engastamento, essa região tende a atrair mais esforços.

Figura 74 – Momentos Fletores Máximos longitudinais nas lajes devido ao carregamento móvel



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 75 – Momentos Fletores Mínimos longitudinais nas lajes devido ao carregamento móvel

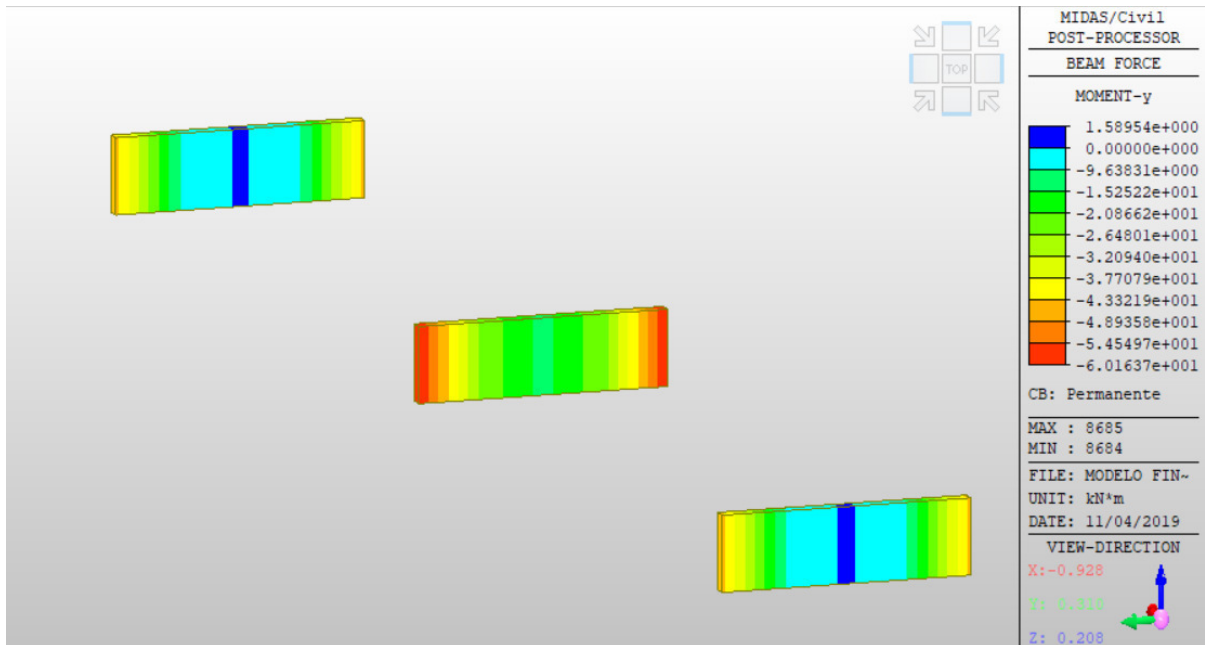


Fonte: elaborada pelo autor.

Percebe-se também, que na região onde se localizam as transversinas do vão há uma elevação dos momentos máximos positivos, necessitando de um certo cuidado por parte do engenheiro calculista no dimensionamento dessas peças.

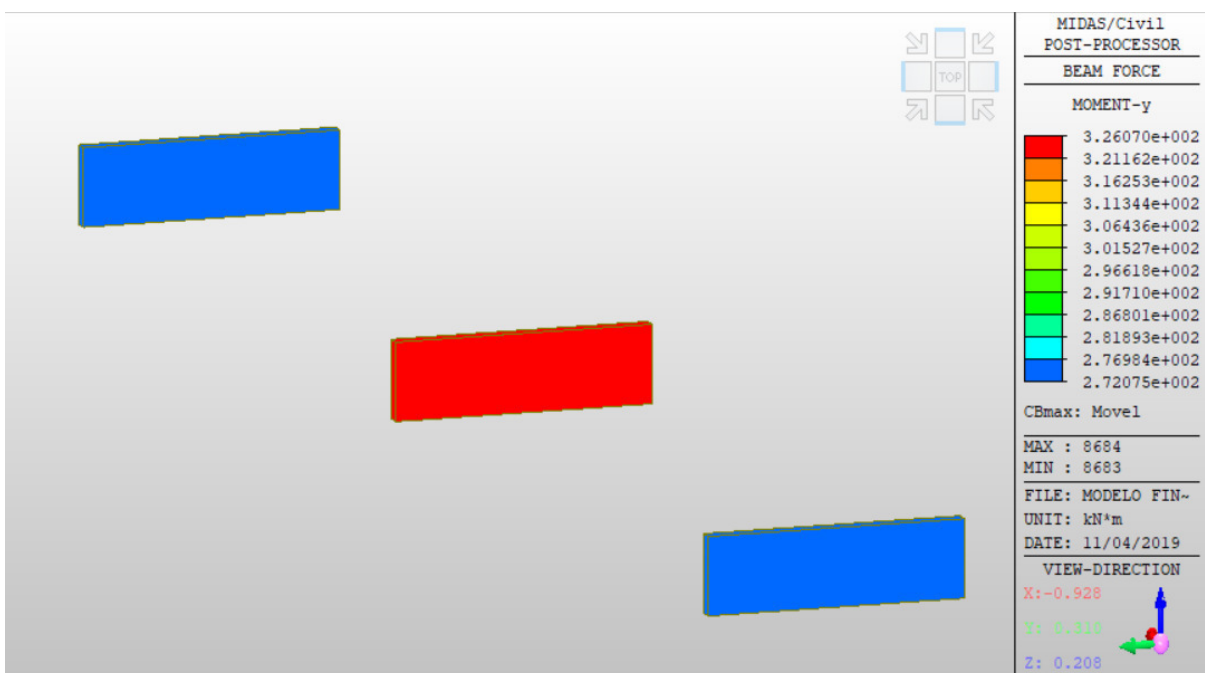
Partindo para a análise das transversinas, pode-se observar, através da Figura 76, os seus comportamentos quando sujeitas aos carregamentos permanentes, e por meio das Figuras 77 e 78, pode-se ver esses elementos trabalhando a parte dos momentos positivos e negativos gerados pelas cargas móveis.

Figura 76 – Momentos Fletores nas transversinas devido ao carregamento permanente



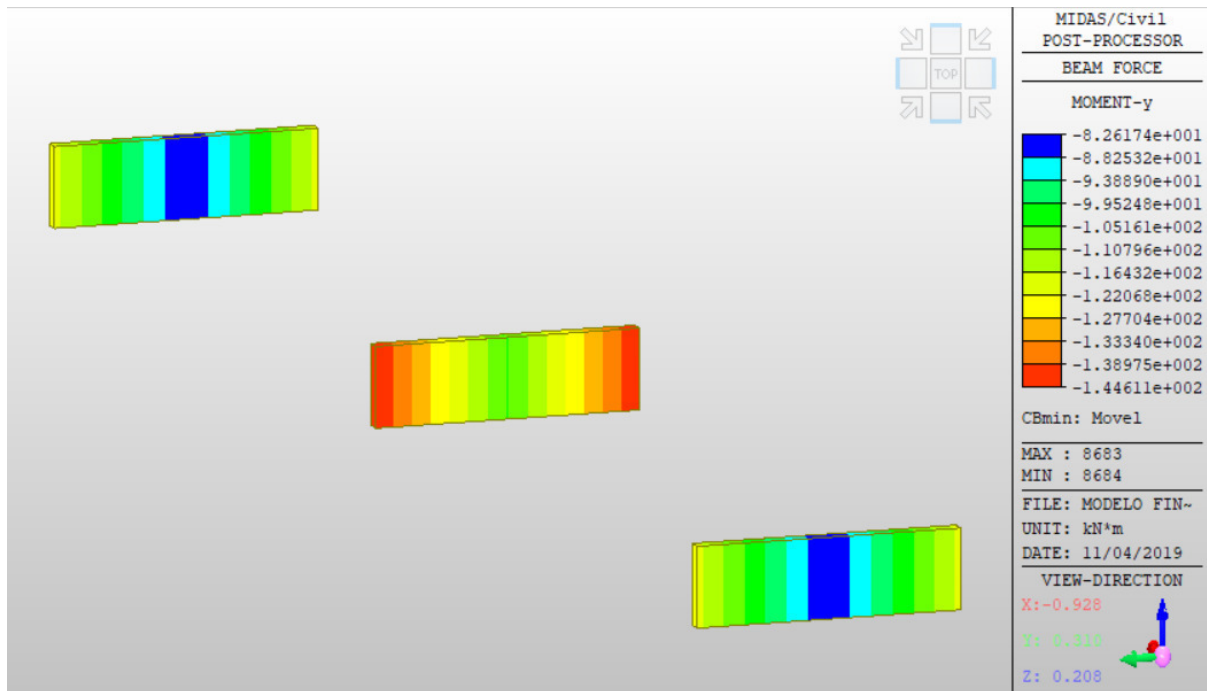
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 77– Momentos Fletores Máximos nas transversinas devido ao carregamento móvel



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 78 – Momentos Fletores Mínimos nas transversinas devido ao carregamento móvel



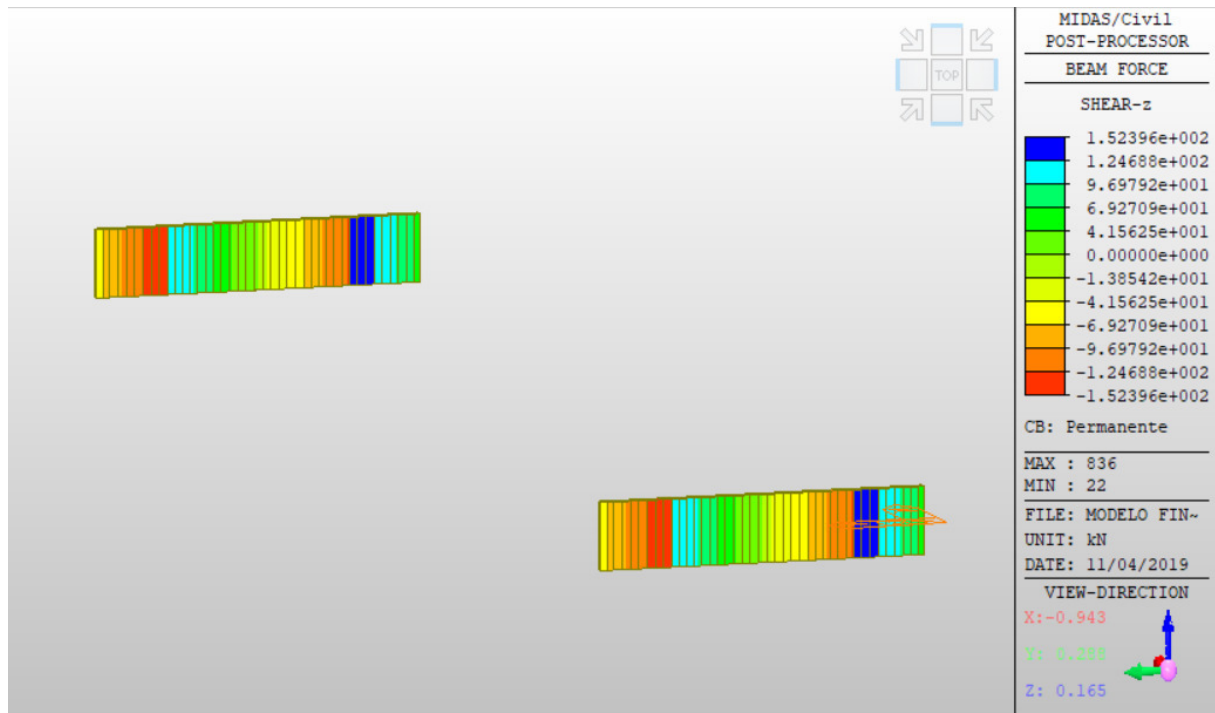
Fonte: elaborada pelo autor.

É pertinente a escolha das transversinas de apoio para a consulta, tendo em vista que essas são as que estão recebendo mais carregamentos na modelagem. Consegue-se notar pela Figura 76 acima, que a o máximo momento permanente de -60,2 kN.m está localizado somente nas extremidades da transversina de apoio central, devido a isso, para os futuros cálculos comparativos, foi adotado o valor de -43,3 kN.m para o M_g atuante nesse elemento. Assim, para a análise dos esforços no ELU no pior caso, que é para o momento mínimo móvel, tem-se:

$$- M_d = 1,35(-43,3) + 1,5(-144,6) = - 275,36 \text{ kN.m}$$

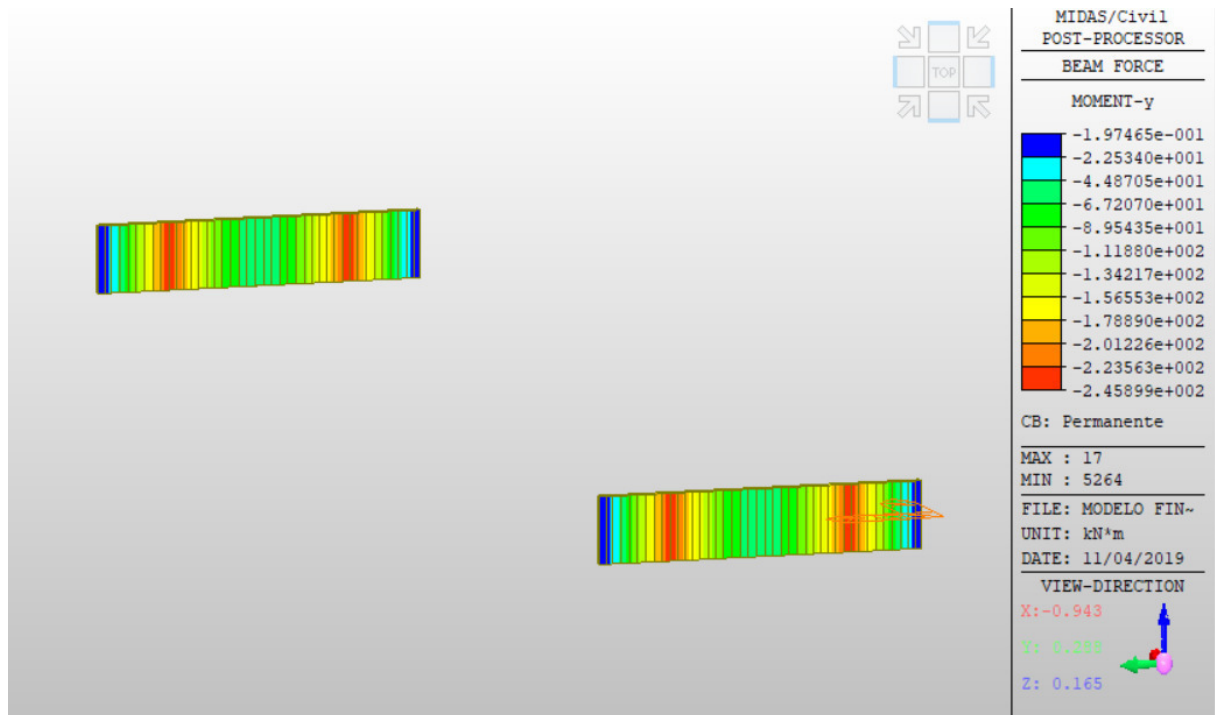
As Figuras 79 e 80 fornecem as condições das cortinas nessa modelarem, nessas duas imagens consegue-se ver os esforços cortantes e os momentos fletores da viga de extremidade exposta a carga permanente.

Figura 79 – Esforços Cortantes nas cortinas devido ao carregamento permanente



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 80 – Momentos Fletores nas cortinas devido ao carregamento permanente

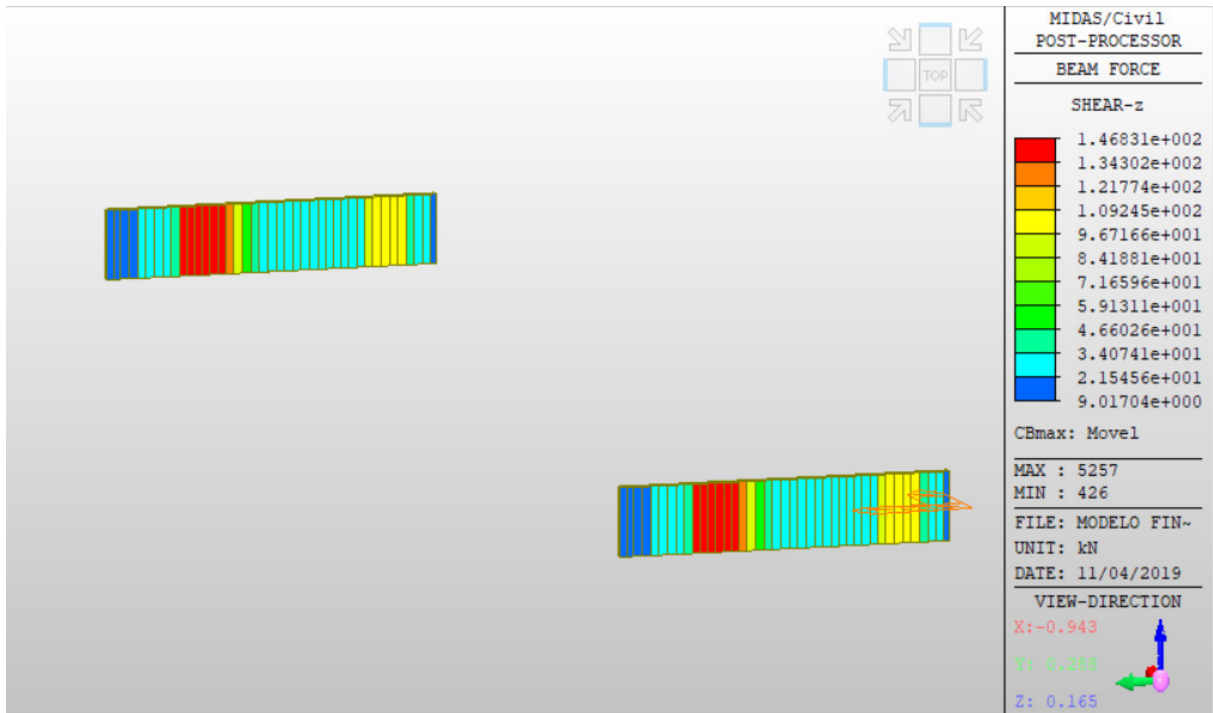


Fonte: elaborada pelo autor.

Para representar o comportamento das cortinas quando submetidas a passagem do trem-tipo, pode-se observar as Figuras 81, 82, 83 e 84, onde as duas primeiras imagens

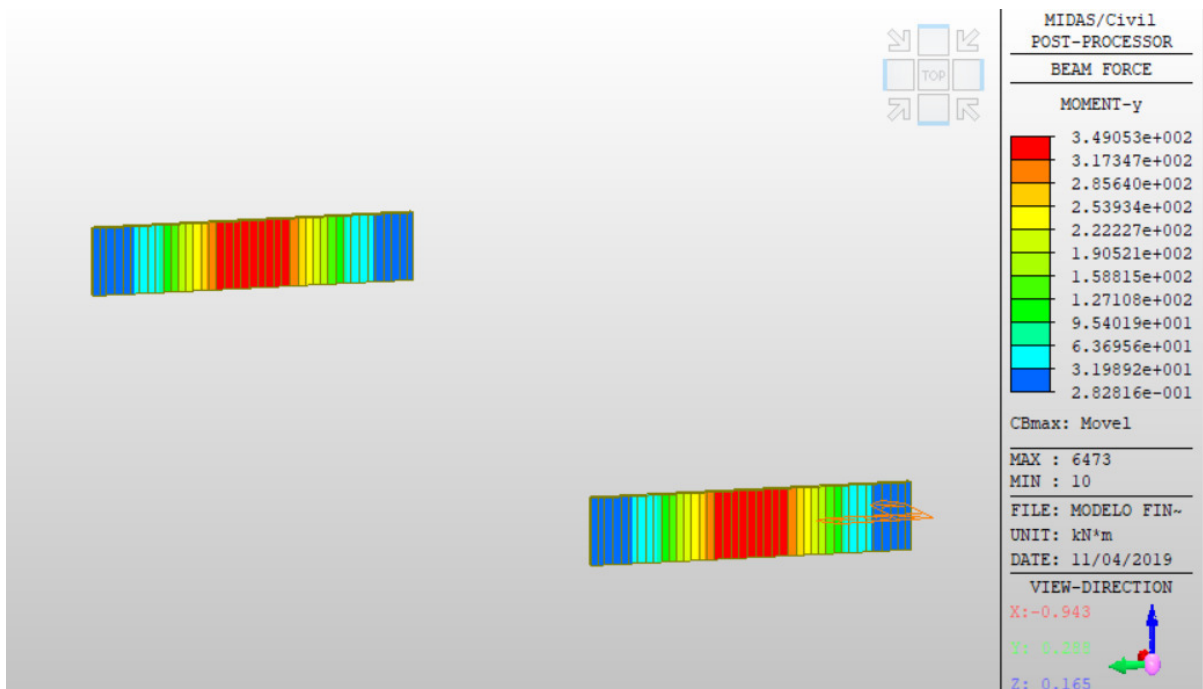
apresentam os esforços cortantes e momentos máximos, e as duas últimas ilustram os esforços cortantes e momentos mínimos.

Figura 81 – Esforços Cortantes Máximos nas cortinas devido ao carregamento móvel



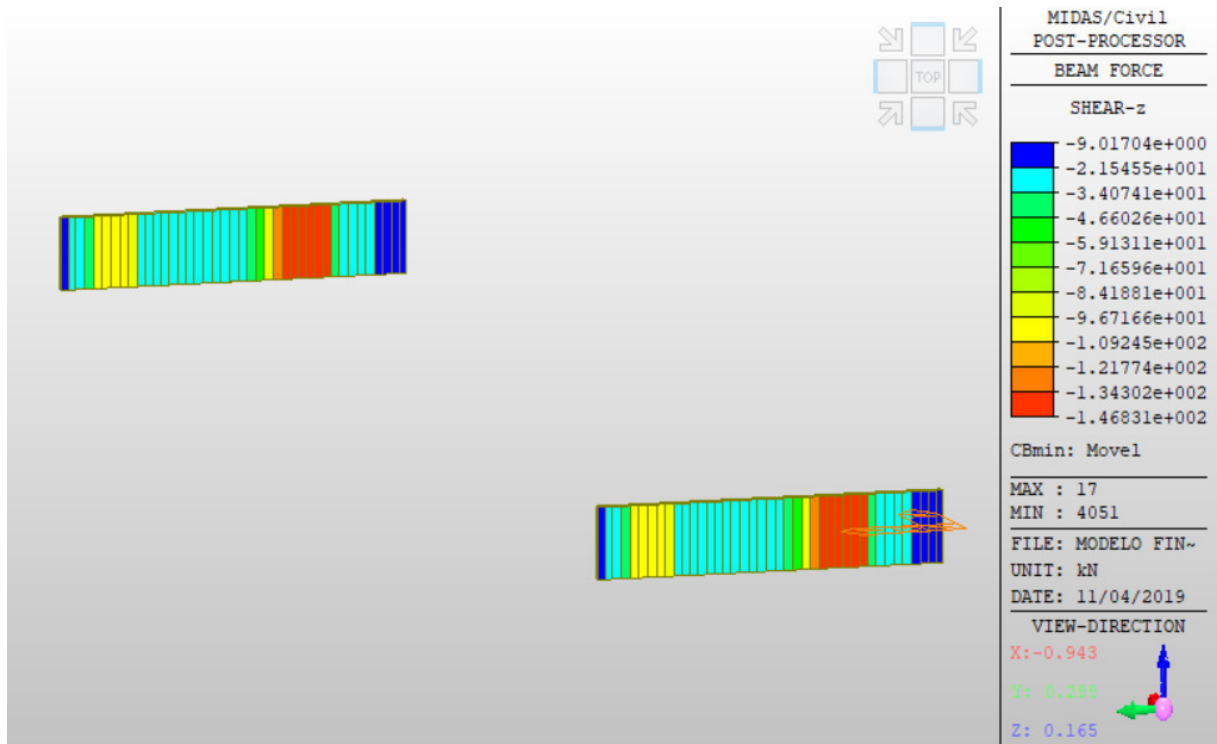
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 82 – Momento Fletores Máximos nas cortinas devido ao carregamento móvel



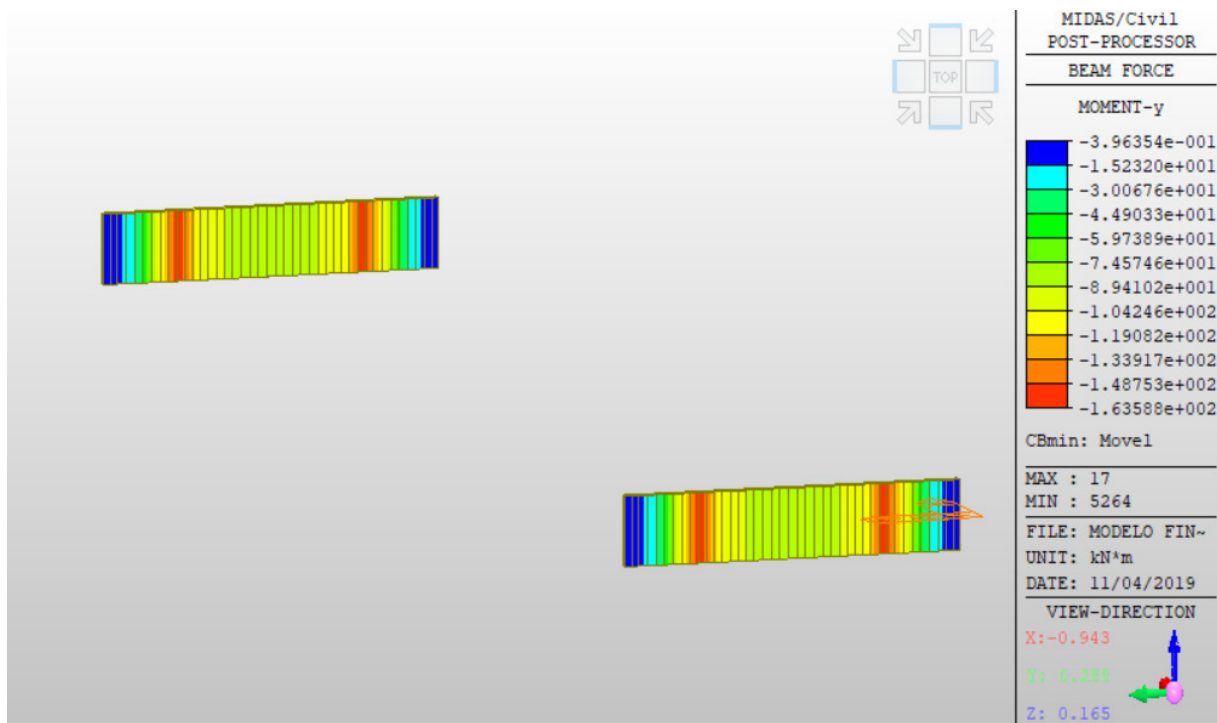
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 83 – Esforços Cortantes Mínimos nas cortinas devido ao carregamento móvel



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 84 – Momento Fletores Mínimos nas cortinas devido ao carregamento móvel



Fonte: elaborada pelo autor.

7.3 Análise comparativa entre os resultados

De posse dos resultados dos diversos modelos apresentados nesse trabalho, foi realizado uma comparação dos principais valores, com o intuito de discutir sobre as possíveis causas da variação desses esforços. Na sequência, analisou-se a eficiência das modelagens realizadas no software Midas Civil, determinando suas vantagens frente ao método de cálculo clássico.

Na Tabela 9 abaixo, estão expostas as comparações entre os resultados das longarinas para o calculado manual feito por planilhas eletrônicas e pelo Ftool, e os resultados dos momentos fletores e esforços cortantes provenientes das modelagens realizadas no programa de EF.

Tabela 9 – Análise comparativa dos resultados das longarinas

LONGARINAS - COMPARAÇÃO								
MÉTODOS	Seções	1	2	3e	3d	6	7	11
MÉTODO CLÁSSICO	Mg (kN.m)	0,0	-681,1	-2195,8	-2195,8	865,7	1098,0	-2151,8
MODELO I	Mg (kN.m)	0,0	-558,0	-2303,0	-2303,0	551,8	1186,0	-2303,0
MODELO II	Mg (kN.m)	0,0	-553,5	-2278,8	-2278,8	544,6	1172,0	-2278,8
MÉTODO CLÁSSICO	Vg (kN)	-278,2	-402,9	-615,3	664,0	170,9	15,0	-659,6
MODELO I	Vg (kN)	-304,1	-425,7	-669,0	669,0	182,5	0,0	-669,0
MODELO II	Vg (kN)	-303,7	-425,2	-668,2	668,2	182,2	0,0	-668,2
MÉTODO CLÁSSICO	Mq+ (kN.m)	0,0	0,0	0,0	0,0	3182,8	3187,3	674,7
MODELO I	Mq+ (kN.m)	0,0	0,0	0,0	0,0	2776,5	3054,2	555,3
MODELO II	Mq+ (kN.m)	0,0	0,0	0,0	0,0	2326,9	2844,0	517,3
MÉTODO CLÁSSICO	Vq+ (kN)	0,0	0,0	0,0	801,1	375,7	266,7	148,8
MODELO I	Vq+ (kN)	0,0	0,0	0,0	696,3	309,5	154,7	112,4
MODELO II	Vq+ (kN)	0,0	0,0	0,0	669,4	302,5	150,8	82,4
MÉTODO CLÁSSICO	Mq- (kN.m)	0,0	-517,1	-2301,7	-2301,7	-1520,0	-1260,3	2618,0
MODELO I	Mq- (kN.m)	0,0	-459,0	-2065,5	-2065,5	-1377,0	-1147,5	-2525,0
MODELO II	Mq- (kN.m)	0,0	-443,5	-1772,8	-1772,8	-1108,1	-886,6	-2437,4
MÉTODO CLÁSSICO	Vq- (kN)	-181,4	-426,4	-703,0	-91,2	-294,7	-414,5	-917,2
MODELO I	Vq- (kN)	-154,7	-386,9	-619,0	-77,4	-232,1	-386,8	-851,1
MODELO II	Vq- (kN)	-150,8	-302,5	-596,0	-82,4	-229,1	-302,5	-816,1

Fonte: elaborada pelo autor.

Nota-se que os resultados dos esforços, principalmente os móveis, do Modelo I são mais próximos aos calculados pelo Método Clássico, isso corrobora a utilização do material ortotrópico, pois assim a modelagem conseguiu atingir seu objetivo, apresentando valores com um fator de segurança maior para esse tipo de elemento.

No estudo das lajes, foi comparado os momentos oriundos de todas as cargas nas principais seções desses elementos, assim por meio dos cálculos das tabelas de Rüsç e das SI fornecidas pelo Midas Civil, apresentadas no item anterior, se completou as Tabelas 10 e 11, a seguir.

Tabela 10 – Análise comparativa dos resultados das lajes no eixo x

LAJE CENTRAL NO EIXO X					LAJE EM BALANÇO NO EIXO X	
MÉTODOS	Seções	1	3	6	Engaste	Meio
MÉTODO CLÁSSICO	Mgx (kN.m/m)	-23,90	-1,29	6,25	-28,53	-
MODELO II	Mgx (kN.m/m)	-19,40	0,50	5,07	-25,50	0,00
MÉTODO CLÁSSICO	Mqx+ (kN.m/m)	0,00	34,02	40,82	-	7,19
MODELO II	Mqx+ (kN.m/m)	0,00	25,90	38,65	0,00	13,10
MÉTODO CLÁSSICO	Mqx- (kN.m/m)	-80,35	-22,96	0,00	-110,16	-27,63
MODELO II	Mqx- (kN.m/m)	-77,86	-19,57	0,00	-97,29	-19,57

Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 11 – Análise comparativa dos resultados das lajes no eixo y

LAJES NO EIXO Y - COMPARAÇÃO				
MÉTODOS	Seções	Central	Balanço	Cortina
MÉTODO CLÁSSICO	Mgy (kN.m/m)	1,67	-	-12,79
MODELO II	Mgy (kN.m/m)	0,00	-6,67	-4,06
MÉTODO CLÁSSICO	Mqy+ (kN.m/m)	21,26	10,05	-
MODELO II	Mqy+ (kN.m/m)	19,56	27,36	0,00
MÉTODO CLÁSSICO	Mqy- (kN.m/m)	-	-27,63	-61,85
MODELO II	Mqy- (kN.m/m)	0,00	-25,68	-36,08

Fonte: elaborada pelo autor.

Não houve a necessidade de realizar uma comparação com o Modelo I, pois o mesmo não apresentou resultados realistas.

Consegue-se ver nessas tabelas que o Modelo II cumpriu com sua finalidade, apresentando valores satisfatoriamente próximos ao calculados pelas tabelas de Rüsç. Além disso, o modelo ainda apresenta em seus resultados alguns esforços secundários, localizados nas quinas do tabuleiro e nos pontos de ligação com as transversinas, merecendo uma atenção mais dedicada do projetista.

Com relação as cortinas, observa-se na Tabela 12 que o Modelo II foi o que obteve os maiores resultados dentre as duas modelagens pela ferramenta computacional. Entretanto,

quando se analisa esse elemento sujeito ao carregamento móvel, ambas as modelagens numéricas não alcançaram resultados próximos aos do Método Clássico, havendo assim, a necessidade de revisar a premissa que todas as cargas pontuais do trem-tipo estão atuando sobre as vigas de extremidade.

Tabela 12 – Análise comparativa dos resultados das cortinas

CORTINA - COMPARAÇÃO					
MÉTODOS	Seções	1	2e	2d	3
MÉTODO CLÁSSICO	Mg (kN.m)	0,0	-228,1	-228,1	-8,2
MODELO I	Mg (kN.m)	0,0	-220,4	-220,4	-40,1
MODELO II	Mg (kN.m)	0,0	-245,9	-245,9	-44,9
MÉTODO CLÁSSICO	Vg (kN)	-57,3	-163,4	159,9	0,0
MODELO I	Vg (kN)	-51,6	-141,9	141,9	0,0
MODELO II	Vg (kN)	-55,6	-152,4	152,4	0,0
MÉTODO CLÁSSICO	Mq+ (kN.m)	0,0	0,0	0,0	523,7
MODELO I	Mq+ (kN.m)	0,0	24,5	24,5	269,8
MODELO II	Mq+ (kN.m)	0,0	32,0	32,0	349,1
MÉTODO CLÁSSICO	Vq+ (kN)	0,0	0,0	489,7	190,4
MODELO I	Vq+ (kN)	0,0	17,4	95,7	26,1
MODELO II	Vq+ (kN)	9,0	34,1	146,8	46,6
MÉTODO CLÁSSICO	Mq- (kN.m)	0,0	-688,3	-688,3	-344,1
MODELO I	Mq- (kN.m)	0,0	-145,7	-145,7	-66,2
MODELO II	Mq- (kN.m)	0,0	-163,6	-163,6	-89,4
MÉTODO CLÁSSICO	Vq- (kN)	-299,3	-598,5	-125,1	-190,4
MODELO I	Vq- (kN)	0,0	-95,7	-52,2	-26,1
MODELO II	Vq- (kN)	0,0	-146,8	-96,7	-34,1

Fonte: elaborada pelo autor.

Na sequência, no que diz respeito às transversinas, foi realizado uma comparação dos dois métodos para o momento usado no dimensionamento desse elemento, por meio da combinação dos esforços no ELU. Com tal finalidade, pode-se observar na Tabela 13, que os resultados referentes ao Método Clássico, com o auxílio das hipóteses dos Casos 1 e 2, foram pouco superiores aos dos fornecidos pelo software.

Tabela 13 – Análise comparativa dos resultados das transversinas

TRANSVERSINAS - COMPARAÇÃO		
MÉTODOS		
MÉTODO CLÁSSICO	Md (kN.m)	-306,72
MODELO II	Md (kN.m)	-275,36

Fonte: elaborada pelo autor.

Já era esperado que o MEF fornece resultados inferiores, devido sua maior precisão, todavia, um ponto que merece ser levantado nessa discussão é sobre a efetividade dos Casos propostos pelo método tradicional de cálculo do presente trabalho.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de conclusão de graduação buscou avaliar a qualidade de uma modelagem numérica, realizada no software comercial *Midas Civil Trial 2015*, através de uma análise comparativa entre resultados obtidos pelo Método Clássico de dimensionamento e os dados fornecidos por essa ferramenta computacional que trabalha através do MEF. Mediante de um estudo de caso de um tabuleiro de uma ponte rodoviária, determinou-se as premissas e as estratégias adotadas durante o processo de modelagem para que se obtivesse resultados satisfatórios em todos os elementos que compõem a superestrutura dessa OAE.

Diante disso, dentre as soluções adotadas, concluiu-se que o recurso da utilização de uma laje ortotrópica no Modelo I cumpriu com a sua finalidade, apresentando resultados convincentes para os esforços atuantes no vigamento principal (longarinas), expressando, principalmente uma redução de 12 a 19 %, dos resultados alcançados pelo Método Clássico, isso conseqüentemente acarretaria, em um possível futuro dimensionamento de armadura, a utilização de uma área de aço menor.

Em relação as análises das lajes do tabuleiro, foi constatado que o Modelo II, além de gerar bons resultados, em sua grande maioria inferiores aos obtidos por meio das tabelas de Rüsçh, apresentou alguns esforços secundários, principalmente nos cantos do tabuleiro, expondo as limitações do Método Clássico por não conseguir prever tais particularidades. As zonas onde se encontram esses esforços merecem uma análise mais aprimorada por parte dos projetistas estruturais, pois é sabido do aparecimento de fissuras nessas regiões em pontes já construídas.

Os resultados obtidos para as vigas de extremidade (cortinas), através do *Midas Civil*, mostraram que a premissa da distribuição dos três eixos do trem-tipo estar toda focada nesse elemento é bastante conservadora, chegando a apresentar resultados aproximadamente três vezes maiores do que os encontrados no software. Com isso, fica a critério do projetista em adotar ou não essa hipótese.

No tocante as transversinas, o Modelo II mostrou-se bastante promissor, tendo em vista a sua precisão perante aos cálculos pelo método tradicional, apresentando uma redução de aproximadamente 10 % do valor do momento fletor usado para dimensionar esse elemento.

Por fim, o MEF constatou ser capaz de resolver problemas complexos, por intermédio de ferramentas computacionais, permitindo uma modelagem realista, tendo em conta a geometria e as propriedades da estrutura, carecendo apenas de um discernimento do projetista em relação ao comportamento do sistema analisado.

9 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) Realização da modelagem da mesoestrutura e infraestrutura, estabelecendo os critérios e premissas para esses modelos;
- b) Estudo mais aprofundado dos esforços secundários apresentados pelo Modelos II;
- c) Verificação da variação dos esforços devido a aplicação da função *off-set* nos elementos de placa em relação aos eixos dos elementos de barra, no software Midas Civil;

REFERÊNCIAS

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

_____. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 7187: **Projetos de ponte de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ARAÚJO, D. d. (1999). **Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas**. Goiânia - GO: Universidade Federal de Goiás.

AZEVEDO, Álvaro F. M. **Método dos elementos finitos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.

DNIT (2016). **Manual de Manutenção de Obras de Artes Especiais**. Publicação IPR – XXX. Ministério dos transportes. Departamento nacional de infraestruturas de transportes, Instituto de pesquisas rodoviárias.

GIARDIN, Luiza Helena de Fraga. **Análise De Pontes Rodoviárias Dotadas De Múltiplas Vigas Em Concreto Pré-Moldado Com Seção Duplo T Servindo De Laje**. 2019. Trabalho de conclusão de curso - Curso de Engenharia Civil na Universidade de Santa Cruz do Sul, UNISC.

HOSS, Cristiano. **Projeto de uma ponte em arco inferior em concreto armado**. 2014. 144 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

LAZZARI, Paula Manica; CAMPOS FILHO, Américo; LAZZARI, Bruna Manica. **Análise Não Linear Tridimensional da Viga Segmentada com Protensão Externa Utilizando o ANSYS**. ANAIS DO XI CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURA. CBPE. Rio de Janeiro, 2016

LEONHARDT, Fritz. **Construções de concreto: princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência Ltda, 1979. 6 v

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. 3. ed. São Paulo-SP: Blucher, 2008

MATTOS, Tales Simões. **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido**. 2001. 156 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

MELO, Sávio Torres; GOMES, Gilberto; SILVA FILHO, José Neres; FREITAS, Mariana Silva. **Estudo Analítico e Numérico dos Deslocamentos de Pilares de Pontes em Modelos com Arranjo Simples em Substituição aos Modelos com Arranjos Múltiplos**. X CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS. Rio de Janeiro, 2018.

MELOSH, R. J. 1963. **Basis for Derivation of Matrices for the Direct Stiffness Method**. AIAA Journal vol. 1, n. 7, pp. 1631-1637

MOTA, J. (2018). **Notas de Aula: Pontes I**. Disciplina do Curso de graduação de Engenharia Civil. UFC.

NUNES, J. d. (2017). **Pontes de concreto armados: Seção transversal com múltiplas vigas longarinas**. Palhoça - SC: Universidade do Sul de Santa Catarina.

OSMARINI, Mariana Baratti. **Análise Da Concepção Estrutural De Uma Ponte Em Concreto Armado No Município De Tubarão/Sc**. 2017. Trabalho de conclusão de curso – Curso de Engenharia de Infraestrutura, da Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

PFEIL, W. **Pontes: curso básico – projeto**, construção e manutenção. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

RÜSCH. **Cálculo de lajes de pontes rodoviárias** – Volumes 1 e 2. 1973. Apostila fornecida pelo Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota, na Universidade Federal do Ceará (UFC). Fortaleza – CE.

SORIANO. Humberto Lima. **Elementos finitos – Formulação e aplicação na estática e dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Ciência Moderna LTDA., 2009.

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

SPERNAU, W. (2013). **Notas de Aula: Pontes ECV-5260**. Disciplina do Curso de graduação de Engenharia Civil. ECV/CTV/UFSC.

WITTFOHT, H. **Puentes: ejemplos internacionales**. Barcelona, Editorial Gustavo Gili, 1975.

ANEXO A

Tabela X – Valores para o coeficiente K do efeito da mísula

Voute reta de ambos os lados

$$\lambda = \frac{a}{l}$$

$$n = \frac{J_{mín}}{J_{máx}}$$

$M_1 = -M_2 = k \frac{ql^2}{12}$

$\lambda \backslash n$	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.15	0.12	0.10	0.08	0.06	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.005	0
0.50	1.000	1.012	1.028	1.044	1.062	1.084	1.109	1.141	1.183	1.211	1.231	1.247	1.267	1.289	1.302	1.318	1.337	1.361	1.395	1.422	1.500
0.45	1.000	1.013	1.031	1.048	1.068	1.091	1.119	1.154	1.199	1.229	1.251	1.269	1.289	1.312	1.326	1.342	1.362	1.385	1.419	1.442	1.495
0.40	1.000	1.014	1.032	1.050	1.072	1.096	1.125	1.160	1.207	1.237	1.259	1.276	1.296	1.318	1.331	1.347	1.364	1.385	1.413	1.434	1.480
0.35	1.000	1.015	1.033	1.052	1.073	1.097	1.126	1.161	1.207	1.236	1.256	1.272	1.290	1.311	1.323	1.337	1.352	1.371	1.396	1.413	1.455
0.30	1.000	1.015	1.032	1.051	1.072	1.095	1.123	1.156	1.199	1.225	1.244	1.257	1.274	1.293	1.303	1.315	1.329	1.345	1.367	1.382	1.420
0.25	1.000	1.015	1.031	1.048	1.068	1.090	1.115	1.145	1.183	1.207	1.223	1.235	1.249	1.265	1.274	1.284	1.296	1.310	1.328	1.340	1.375
0.20	1.000	1.013	1.028	1.043	1.061	1.080	1.102	1.128	1.160	1.180	1.194	1.204	1.215	1.228	1.236	1.244	1.253	1.265	1.280	1.290	1.320
0.15	1.000	1.011	1.023	1.036	1.051	1.067	1.084	1.105	1.131	1.146	1.157	1.164	1.173	1.183	1.189	1.195	1.203	1.211	1.223	1.231	1.255
0.10	1.000	1.008	1.017	1.027	1.037	1.049	1.062	1.077	1.094	1.104	1.112	1.117	1.123	1.130	1.134	1.138	1.143	1.149	1.157	1.163	1.180
0.05	1.000	1.005	1.010	1.015	1.020	1.027	1.033	1.041	1.050	1.056	1.060	1.062	1.065	1.069	1.071	1.073	1.076	1.079	1.083	1.086	1.095
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Fonte: Sussekind, volume III (1987).

