

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

CAMILA PEREIRA SEQUINEL
VERÔNICA DE SOUZA SILVA

**DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS EM LAJES DE PONTES –
MÉTODO SIMPLIFICADO *VERSUS* MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA
2017

CAMILA PEREIRA SEQUINEL
VERÔNICA DE SOUZA SILVA

**DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS EM LAJES DE PONTES –
MÉTODOS SIMPLIFICADOS *VERSUS* MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação, apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro.

Orientador: Prof. Amacin Moreira Rodrigues

CURITIBA
2017



Ministério da Educação
UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
Campus Curitiba – Sede Ecoville
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Curso de Engenharia Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS EM LAJES DE PONTES – MÉTODO SIMPLIFICADO *VERSUS* MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Por

CAMILA PEREIRA SEQUINEL
VERÔNICA DE SOUZA SILVA

Trabalho de Conclusão de Curso 2 apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado em 1º de Novembro de 2017, pela seguinte banca de avaliação:

Prof. Orientador – Amacin Rodrigues Moreira,
UTFPR

Prof. – Rogério Francisco Kuster Puppi, Dr.
UTFPR

Prof. – José Manoel Caron,
UTFPR

UTFPR - Deputado Heitor de Alencar Furtado, 4900 - Curitiba - PR Brasil
www.utfpr.edu.br dacoc-ct@utfpr.edu.br telefone DACOC: (041) 3279-4500

OBS.: O documento assinado encontra-se em posse da coordenação do curso.

AGRADECIMENTOS

Queremos agradecer aos nossos pais pela oportunidade nos dada, pela educação oferecida e pelo amor compartilhado. Por nos confortar nas horas de desespero, por nos escutar nas horas de reclamações, por nos acolher nas horas de exaustão, por nos apoiar nas horas difíceis e por estar ao nosso lado sempre. A paciência e o amor de vocês foram fundamentais para a complementação dessa caminhada, sem vocês nada seria possível.

Aos nossos irmãos e irmãs pelo simples fato de estar sempre ao nosso lado, nos apoiando e dizendo que somos capazes.

Ao Professor Amacin por todo conhecimento transmitido de Mestre para aluno, sem a sua paciência e competência não seria possível a conclusão desse trabalho, agradecemos pela confiança e por acreditar que seríamos capazes de realizar tal feito.

Aos nossos amigos, tanto de Curitiba quanto de Patos de Minas, Campo Mourão, Pato Branco, e demais cidades, obrigada por nos ouvir, nos acolher, por chorar conosco e por sorrir também. As histórias que vivenciamos e compartilhamos nos serviram como aprendizado durante esses anos de faculdade e ficarão sempre na memória.

A empresa AAD Projetos Consultoria e Engenharia LTDA., pela assistência dada quando necessitamos e pelo fornecimento do projeto da ponte para estudo no presente trabalho. Ao Engenheiro Itamor por nos auxiliar quando tínhamos dúvidas e também nos emprestar materiais para a realização do corpo do trabalho.

E por fim, gostaríamos de agradecer, principalmente, a Deus, pela vida e por nos dar a capacidade de vencer os obstáculos impostos.

RESUMO

SEQUINEL, Camila Pereira; SILVA, Verônica De Souza. Determinação de Esforços em Lajes de Pontes – Método Simplificado Versus Método Dos Elementos Finitos. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2017.

No passado, os cálculos de lajes de pontes eram realizados com o auxílio de tabelas como as de Rüsçh, uma forma que simplifica as lajes considerando-as como elementos isolados, estáticos e de vinculações perfeitas (engastamento ou rotulações). Junto a evolução do homem seguiu-se a evolução da tecnologia, assim cálculos como esses puderam ser inseridos em programas que trabalham com método dos elementos finitos e são capazes de análises superiores e mais eficientes, como o SAP2000.

O principal objetivo desse trabalho é a análise comparativa entre os métodos simplificados e métodos dos elementos finitos (MEF). As análises serão feitas com base nos cálculos e resultados de momentos fletores máximos nas lajes de pontes, sendo considerado com relevância os momentos solicitantes negativos no balanço e os momentos solicitantes positivos na laje central. O trabalho tem como propósito, também, uma análise dos esforços de momento fletor entre a aplicação de cargas variáveis automáticas e cargas variáveis manuais sobre a laje do balanço e a laje central da ponte.

Palavras-chave: Lajes de pontes; Método dos Elementos Finitos; Método simplificado de Rüsçh.

ABSTRACT

SEQUINEL, Camila Pereira; SILVA, Verônica De Souza. Determination of Bridge Slab Stresses – Rüsç's Simplificate Method *Versus* Finite Element Method. 2017. Final bachelor paper (Bachelor in Civil Engineering), Federal Technological University of Paraná. Curitiba, 2017.

In the past, bridge slab design were performed using tables such as Rüsç's, a form that simplifies slabs by considering them as isolated, static, and perfectly connected (fixed or hinged) elements. Along with the evolution of man followed by the evolution of technology, thus design as these could be inserted into programs that work with finite element method and are capable of more superior and efficient analyzes, such as SAP2000.

The main objective of this research paper is the comparative analysis between simplified methods and finite element methods (MEF). The analyzes will be made based on the calculations and results of maximum bending moments in the bridge slabs, being considered with relevance the negative moments in the balance and the positive moments for the central slab. Also, another purpose of this research paper is an analysis of the bending moment efforts between the application of automatic variable loads and manual variable loads on the balance slab and the central slab of the bridge.

Key words: Bridge slab; Finite Element Method; Rüsç's simplificate method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema estrutural de uma ponte em concreto armado	16
Figura 2 - Ponte em laje	17
Figura 3 - Exemplo de ponte em viga.....	17
Figura 4 - Exemplo de ponte Treliçada	18
Figura 5 - Exemplo de ponte em arco	18
Figura 6 - Exemplo de ponte pênsil.....	19
Figura 7 - Trem tipo de classe 45, 30 e 12.....	22
Figura 8 - Disposição das cargas	23
Figura 9 - Conceito de superfície de influência	26
Figura 10 - Superfície de influência para momento no ponto $\xi=a/2$, $\eta=b/2$	26
Figura 11 - Condições de contorno da laje.....	28
Figura 12 - Representação lado do quadrado equivalente à área retangular ..	29
Figura 13 - Exemplo de Malha de Elementos nos Pontos Nodais Globais	32
Figura 14 - Exemplo de Malha de Elementos nos Pontos Nodais Locais	32
Figura 15 - Vista superior da ponte situada sobre o Rio Serra.....	35
Figura 16 - Corte longitudinal da obra especial situada sobre o Rio Serra	36
Figura 17 - Corte transversal da obra especial situada sobre o Rio Serra	36
Figura 18 – Seção transversal da laje em balanço.....	37
Figura 19 - Modelo para entrada da laje em balanço para Tabela de Rüsçh. ...	38
Figura 20 - Seção transversal da laje central.	39
Figura 21 - Modelo para entrada da laje central para Tabela de Rüsçh.....	39
Figura 22 - Lane 1.....	42
Figura 23 - Lane 2.....	42
Figura 24 - Propriedades do trem-tipo para Lane 1.....	43
Figura 25 - Laje discretizada de dimensões automaticamente.....	44
Figura 26 - Laje discretizada de dimensões 0,50 x 0,50 m.	45
Figura 27 - Posição A do trem tipo posicionado sobre o balanço.....	46
Figura 28 - Superfície de influência gerados a partir de cargas permanentes. 49	
Figura 29 - Superfície de influência de momentos positivos gerado pelo trem-tipo posicionado na lane 1.....	50
Figura 30 - Superfície de influência para momentos negativos gerado pelo trem-tipo posicionado na lane 1.	50
Figura 31 - Superfície de influência para momentos positivo gerado pelo trem-tipo posicionado na lane 2.....	51
Figura 32 -Superfície de influência para momentos negativos gerado pelo trem-tipo posicionado na lane 2.....	51
Figura 33 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição A do balanço.....	52
Figura 34 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição B do balanço.....	53
Figura 35 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição C do balanço.....	53
Figura 36 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição D do balanço.....	54
Figura 37 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição E do balanço.....	54

Figura 38 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição F do balanço.....	55
Figura 39 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição G do balanço.....	55
Figura 40 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição H do balanço.....	56
Figura 41 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição A do vão.	57
Figura 42 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição B do vão.	57
Figura 43 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição C do vão.	58
Figura 44 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição D do vão.	58
Figura 45 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição E do vão.	59
Figura 46 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição F do vão.	59
Figura 47 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição G do vão.	60
Figura 48 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição H do vão.	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de superestruturas e vãos relacionados.....	16
Tabela 3 - Cargas dos veículos.....	23
Tabela 4 - Valores para carga de multidão uniforme.....	43
Tabela 5 - Resultados Método de Rüsç para laje em balanço.	47
Tabela 6 - Resultados Método de Rüsç para laje central.....	48
Tabela 7- Momentos positivos e negativos máximos gerados por cargas permanentes (kN.m).....	49
Tabela 8 - Momentos positivos e negativos máximos gerados pelas cargas móveis (kN.m)	52
Tabela 9 - Momentos máximos positivos e negativos gerados pelo veículo sobre o balanço (kN.m)	56
Tabela 10 - Momentos máximos positivos e negativos gerados pelo veículo sobre o meio do vão (kN.m)	61
Tabela 11 - Momentos máximos solicitados por ações permanentes correspondentes ao Método de Rüsç e MEF (SAP 2000).....	61
Tabela 12 - Momentos máximos solicitados por ações variáveis correspondentes ao Método de Rüsç e MEF (SAP 2000).....	62
Tabela 13 - Momentos máximos solicitados por ações variáveis correspondentes ao MEF (SAP 2000) para cargas aplicadas manualmente e automaticamente.....	63

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVOS	12
1.2	Objetivos Específicos	12
1.3	JUSTIFICATIVA	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	Breve histórico dos métodos construtivos de pontes	14
2.2	Características e classificação das pontes	15
2.3	Superestruturas de pontes	16
2.4	Lajes	19
2.5	SOLICITAÇÕES EM PONTES	19
2.5.1	Ações Permanentes	19
2.5.2	Ações Variáveis	21
2.6	COMBINAÇÃO DE AÇÕES	24
2.7	SUPERFÍCIES DE INFLUÊNCIA	25
2.8	MÉTODO DE RÜSCH para determinação de esforços em lajes de pontes	27
2.9	MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS	29
3	MeTODoLOGIA DE PESQUISA	35
3.1	GEOMETRIA E CARACTERÍSTICAS DA PONTE	35
3.2	MÉTODO DE RÜSCH	37
3.3	Método dos elementos finitos	41
3.3.1	Modelo 1	41
3.3.2	Modelo 2	44
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	47
4.1	MÉTODO DE RÜSCH	47
4.2	Métodos dos elementos finitos – SAP 2000	48
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	64
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	65
6	REFERÊNCIAS	66
	ANEXO A	68
	ANEXO b	71
	ANEXO c	72

1 INTRODUÇÃO

Segundo o Manual de Manutenção de Obra de Artes Especiais - OAEs, publicado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de transportes (DNIT/2016) define-se ponte como uma estrutura executada sobre uma depressão ou obstrução, dando continuidade a um determinado percurso, tais obstruções ou depressões podem ser definidos como vales profundos, vias, braços de mar, rios, entre outros.

A funcionalidade e o surgimento das pontes progrediram junto à evolução do homem, da necessidade de ultrapassar “barreiras” a procura de comida e abrigo, para necessidades comerciais, deslocamentos e transportes. Conjunto das necessidades, as técnicas da construção civil e os cálculos foram aprimorados, de pontes de pedras e em arcos para pontes em madeiras, aço, e concreto armado. Os cálculos ficaram mais refinados e precisos, e a consideração de novas cargas foram adicionadas conforme necessidades, métodos e modelos mais eficazes foram estudados e desenvolvidos para determinação dos cálculos de esforços.

Uma ponte constitui-se de vários elementos estruturais. Normalmente e segundo Manual do DNIT (2016) esses elementos são subdivididos em três categorias: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura. Este trabalho tratou-se apenas de conceitos para cálculo de esforços de lajes da superestrutura de uma obra de ponte. Para cálculo de esforços em lajes de pontes, tem-se por conhecimento a estipulação por meio de métodos simplificados ou através de programas que ajudam ainda mais na precisão e agilidade dos cálculos.

Dentre os cálculos simplificados mais usuais está o de Rüsçh, um método fundamentado pela norma alemã sobre cargas de estradas e pontes (DIN-1072), usada também no Brasil, por se aproximar das considerações de cargas dos trens-tipo brasileiros. O mesmo embasa-se em tabelas com coeficientes de ponderação de cargas para chegar em esforços solicitantes críticos das lajes de pontes, chegando assim em uma determinação de armadura necessária a suportar tais esforços (SERAPIÃO; KHOURI, 2015)

O método dos elementos finitos (MEF) surge em 1955, devido a disponibilidade de computadores digitais e a evolução do conhecimento de

análise matricial de modelos reticulados para facilitar o cálculo e análise de estruturas mais complexas e inovadoras. Este método, para a solução de um meio contínuo, se torna um mecanismo numérico eficiente, dando origem a sistemas e programas computacionais automáticos. Porém é necessário que se estabeleça, a partir do sistema físico a ser estudado, um modelo matemático conhecendo corretamente as hipóteses que fundamentam a idealização do modelo discreto em elementos finitos para que os resultados sejam mais precisos de acordo com a realidade (SORIANO, 2009).

1.1 OBJETIVOS

O presente trabalho tem por objetivo calcular os esforços nas lajes utilizando os métodos dos elementos finitos e os métodos simplificados, chegando a uma comparação dos resultados obtidos pelo método de Rüsck e analisando as superfícies de influência retiradas com o auxílio do programa SAP2000.

Outro objetivo é a comparação entre resultado de esforços obtidos a partir da aplicação de cargas manuais e automáticas no SAP2000, tendo em vista que os resultados dos esforços solicitantes obtidos, são resultados de momentos fletores máximos nas pontes.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objetivo geral e como forma de guia dos trabalhos a serem desenvolvidos, foram estabelecidos como objetivos específicos:

- i- Determinar e comparar esforços de flexão;
- ii- Avaliar o nível de segurança e precisão dos métodos simplificados;
- iii- Recomendar um procedimento adequado para cálculo final de lajes;

1.3 JUSTIFICATIVA

No cálculo dos esforços internos de uma determinada estrutura é feita a especificação das ações permanentes e variáveis que irão atuar em sua vida útil. Porém, trens-tipos, consideradas cargas móveis, possuem características distintas das ações permanentes devido as mesmas variarem com a posição em que são aplicadas além da amplitude de sua intensidade, provocando diversos efeitos na estrutura a partir sua participação (ALBUQUERQUE, 2014).

Para efeito de análise de pontes sujeitas a tais cargas considera-se várias combinações de ações em todas as posições possíveis da estrutura através da concepção de linhas e superfícies de influência e envoltórias de esforços, conceito que é incerto quanto a programas que utilizam o método dos elementos finitos.

Sendo assim, esta pesquisa será focada no comportamento das cargas em lajes de pontes por meio do cálculo de Rusch para comparação ao MEF.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 BREVE HISTÓRICO DOS MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES

Os métodos construtivos e materiais empregados nas obras de arte especiais (OAE's), segundo Leonhardt, seguiram uma sequência cronologia com madeira, pedra, metal e concreto.

Pontes em madeira eram obras empregadas desde tempos antigos, na forma de vigas escoradas, vigas armadas simples, ou simplesmente vigas, com este tipo de material conseguiam vencer grandes vãos, a exemplo da ponte sob o Rio Reno, de 1758, com um vão de 118m (LEONHARDT, 1979).

A pedra, também empregada como material construtivo na antiguidade teve um grande desenvolvimento em termos de forma e arte com os romanos, vãos de até 50m foram vencidos em formas de abóbodas. Pontes metálicas começam a surgir no final do século XVIII, e com a necessidade de transporte de cargas elevadas através das ferrovias, novos materiais foram sendo empregados, como o uso do ferro forjado e aço. Pontes em treliças metálicas veio logo após, vencendo grandes vãos, como a ponte sobre o rio Vístula, com seis vãos de 124 metros (LEONHARDT, 1979).

Leonhardt descreve, também, que por volta de 1900 surge o concreto como material construtivo, primeiramente utilizado na substituição da pedra nos arcos das pontes. O concreto armado inicialmente foi usado apenas para construção de lajes de tabuleiros, somente em 1912 é que se aderiu a construção de pontes em vigas e pórticos com concreto armado. Já o concreto protendido teve sua utilização efetivada a partir de 1948, logo após a Segunda Guerra Mundial, na necessidade de reconstituir grandes números de pontes em um pouco tempo, com esse método construtivo foram vencidas vigas de até 230 metros em vão.

Assim, hoje, as OAE's se baseiam em pontes em vigas, pórticos, lajes, arcos, treliçadas ou suspensa por cabos. Cada tipo com suas particularidades e diferenças para determinação de esforços.

2.2 CARACTERÍSTICAS E CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES

De acordo com DNIT (2016), denomina-se pontes as OAE's construídas sobre obstáculos e desníveis, elas podem ter funcionalidades diferenciadas, por exemplo pontes rodoviárias, passarelas, ferroviárias, aeroviárias, aquedutos, entre outras.

Afonso Vitório (2002) classificada as pontes de acordo com sua durabilidade (permanentes, provisórias ou desmontáveis), o material, o desenvolvimento planimétrico (ortogonais, esconsas, curvas), o desenvolvimento altimétrico (pontes em nível ou em rampa, curvilíneas), a mobilidade dos tramos (ponte basculante, levadiça, corrediça ou giratória), o tipo estático da estrutura (isostática ou hiperestática), o sistema estrutural da superestrutura, a posição do tabuleiro e o tipo construtivo da superestrutura.

O DNIT publicou em 2016 um manual de manutenção de OAE's onde o departamento divide a estrutura das pontes em três partes: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura de acordo com a Figura 1.

A infraestrutura de uma ponte é composta por elementos estruturais que recebem esforços (provenientes dos diferentes tipos de carregamentos das pontes) da mesoestrutura e transmite para o terreno de implantação da obra, são eles as fundações (blocos, sapatas, estacas ou tubulões).

A mesoestrutura é formada por elementos cuja finalidade é fazer chegar às fundações as reações da superestrutura, são eles os pilares (que servem para subdividir em vãos parciais o vão total a vencer pela ponte), aparelhos de apoio e encontros.

A superestrutura é a parte que se situa acima dos apoios, é constituída por uma estrutura principal que tem por objetivo vencer o vão livre, e estrutura secundária que são os elementos que recebem todas as cargas aplicadas na OAE's.

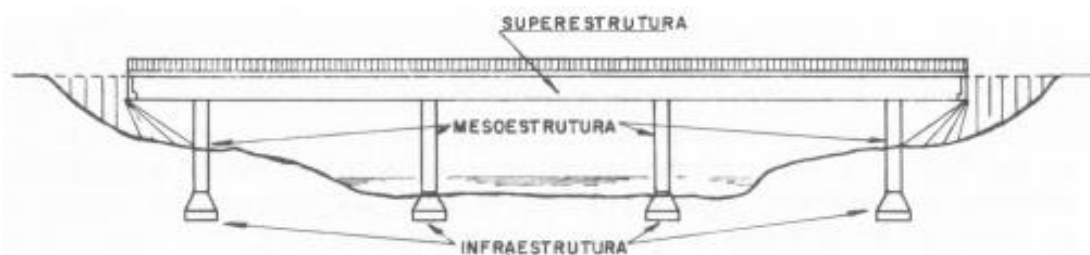


Figura 1- Esquema estrutural de uma ponte em concreto armado
Fonte: Pfeil. (1983)

Para fins de importância deste trabalho, trabalhará mais na elaboração da superestrutura de pontes.

2.3 SUPERESTRUTURAS DE PONTES

A escolha do tipo de superestrutura de uma OAE faz-se em função da extensão de seu vão, porem pode ser influenciada, também, pelos custos e qualidade dos materiais a serem empregados na obra, a altura da superfície do tabuleiro, as situações de fundação, e limitações do local da construção. A classificação quanto escolha dos tipos de superestruturas de pontes podem ser feitas de acordo com a faixa de vãos dada em metros de uma forma realista, tirados de exemplos de construções reais. Na Tabela 1 verifica-se parte da tabela (adaptada) que relaciona o tipo de estrutura a ser escolhida com a faixa de vãos (O`CONNOR, 1976).

Tabela 1 - Tipos de superestruturas e vãos relacionados

<i>Tipo estrutural</i>	<i>Material</i>	<i>Faixa de vãos (m)</i>
Lajes	Concreto	0 - 12,2
Viga	Concreto	12,2 - 213,4
	Metálica	20,4 - 262,1
Viga Atirantada	Concreto	≤ - 243,8
	Metálica	91,4 - 335,3
Treliça	Metálica	91,4 - 548,6
Arco	Concreto	91,4 - 304,8
	Treliça Metálica	243,8 - 518,2
	Nervura Metálica	121,9 - 365,8

Fonte: Adaptado O`connor. (1975)

De acordo com MARCHETTI (2008) podem ser classificações de tipos estruturais de pontes: em vigas; em lajes; em arco; pênséis; atirantadas, entre outras.

Outros autores como Stucchi (2010), esclarece que pontes em lajes são biapoiada ou contínua longitudinalmente, podendo ser maciça ou nervurada transversalmente. Sua vantagem estrutural é a de boa capacidade de distribuição das cargas. Na Figura 2 é apresentado um esquema de uma ponte em laje.

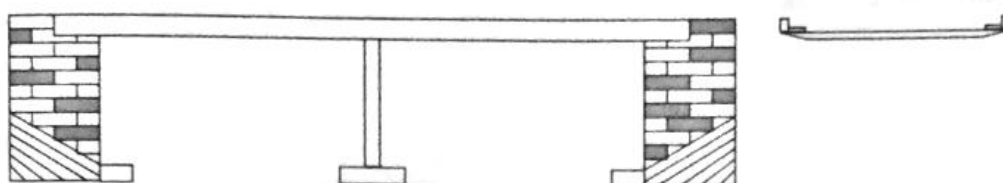


Figura 2 - Ponte em laje

Fonte: Marchetti. (2008)

Pontes em viga podem ser biapoiada ou contínua longitudinalmente. Em seção transversal pode haver duas ou mais vigas ou uma viga em seção caixão. E apresenta pouca capacidade de distribuição de cargas.

Normalmente o conjunto desse tipo de superestrutura é dado por vigas, longarinas e transversinas, em que para fim de cálculo, os métodos são super elaborados, sendo necessário o auxílio de programas computacionais, esse modelo de ponte está representado na Figura 3.

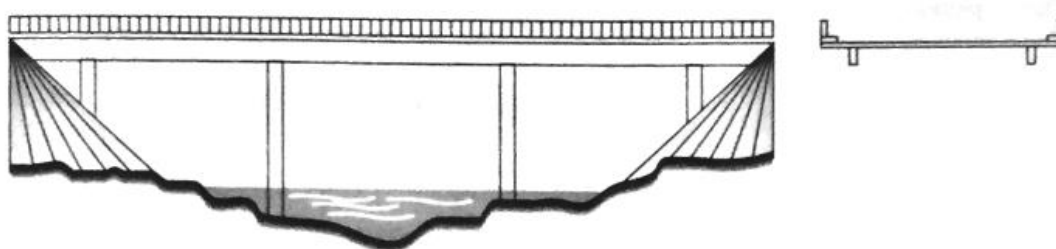


Figura 3 - Exemplo de ponte em viga

Fonte: Marchetti. (2008)

As pontes em treliça são estruturas de barras para suporte de esforços normais (compressão e tração), e geralmente é apresentado em formato plano, um exemplo pode ser observado na Figura 4. Pontes em arco permitem transpor um obstáculo sem a construção de pilares de sustentação. Os esforços de tração e compressão solicitados são dissipados para áreas maiores de atuação, assim não existe impacto por força concentrada. Na Figura 5 pode ser observado este modelo de ponte.

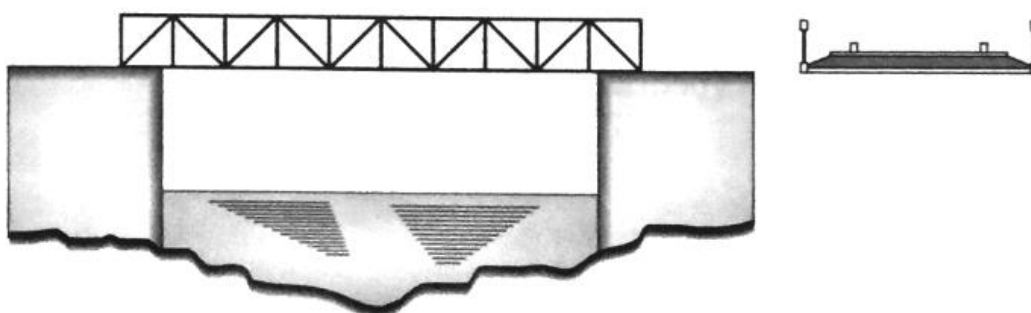


Figura 4 - Exemplo de ponte Treliçada
Fonte: Marchetti. (2008)

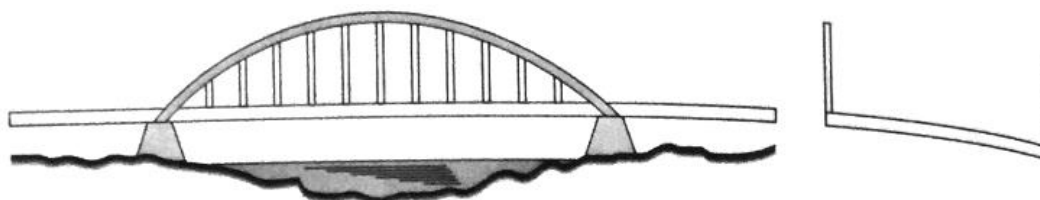


Figura 5 - Exemplo de ponte em arco
Fonte: Marchetti. (2008)

E a ponte pênsil não contem pilares de sustentação, surgiram com a necessidade de suportar vibrações. Estas transferem as forças nelas aplicadas para áreas de grande suporte, conforme pode ser observado na Figura 6.

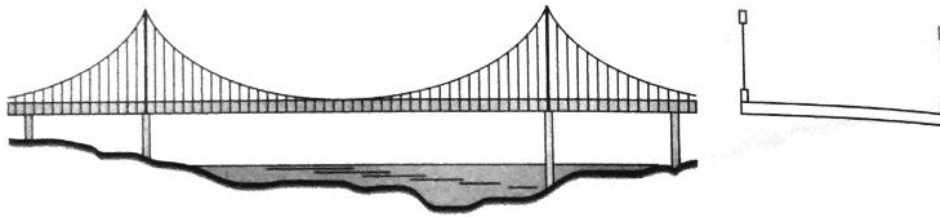


Figura 6 - Exemplo de ponte pênsil
Fonte: Marchetti. (2008)

A superestrutura, ou tabuleiro, de uma ponte, deve conter um pavimento asfáltico, defensas de concreto/metal, laje inferior, transversinas e longarinas. Contudo em um projeto também pode haver vigas de apoio, cortinas (recebe o empuxo da terra), alas (contém o solo para não afundar a camada asfáltica), placas de transição (contribuem na eliminação dos desníveis da pista), entre outros. (PFEIL, 1983)

2.4 LAJES

As lajes de pontes aparecem em todos os tipos de OAE's (nas pontes em viga, constituem os tabuleiros que interligam as vigas). É nelas que se concentram as primeiras cargas aplicadas e onde é necessário resolver o problema hiperestático (STUCCHI, 2006).

2.5 SOLICITAÇÕES EM PONTES

A NBR 8681 – Ações e seguranças nas estruturas – Procedimento, estabelece os requisitos mínimos à serem cumpridos para realização da segurança das estruturas habituais na construção civil, estabelecendo definições e critérios de quantificações das ações e das resistências a serem levadas em consideração pelo projeto de uma estrutura.

2.5.1 Ações Permanentes

De acordo GAMA (2014), as ações definidas como permanentes são aquelas designadas como a carga criada pelo seu próprio peso e por componentes que serão permanentemente fixos a estrutura, como, por exemplo, guarda-rodas, guarda-corpo, passeio, pavimentação, postes de iluminação, entre outros. Essas cargas podem ser divididas em cargas distribuídas ou concentradas.

É estabelecido pela NBR 7187 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento, que para determinação das cargas adequadas ao peso próprio de elementos estruturais feitos em concreto simples deve ser considerado o valor mínimo ou igual a 24 kN/m³, para o seu peso específico. Já para o concreto armado ou protendido deve-se empregar o valor de 25 kN/m³.

Para a verificação da carga adequada ao peso da pavimentação, é considerado para peso específico do material aplicado o valor mínimo de 24 kN/m³. Devido às manutenções ao decorrer dos anos e para atender a um possível recapeamento deve-se antecipar uma carga adicional de 2 kN/m². Em casos de pontes de grandes vãos, o emprego desta carga adicional pode ser descartado a critério do proprietário da obra (NBR 7187, 2003).

Assim, tendo conhecimento da área do elemento e o seu peso específico é possível determinar os valores de cargas permanentes por metro de comprimento de laje pela Equação 1 a seguir:

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

De acordo com a NBR 7187, entre as cargas permanentes está também o empuxo de terra nas estruturas. Este é determinado segundo os princípios da mecânica dos solos, em função de sua natureza (ativo, passivo ou de repouso), das características do terreno, assim como das inclinações dos taludes e dos paramentos. Além do empuxo da terra, deve-se considerar o empuxo d'água e a subpressão. Os mesmos devem são analisados nas situações mais desfavoráveis para a verificação dos estados limites, sendo dada especial atenção ao estudo dos níveis máximo e mínimo dos cursos d'água e do lençol freático.

Além dessas cargas são consideradas as forças de protensão, fluência, retração e deslocamento de fundações de acordo com a NBR 6118:2003.

2.5.2 Ações Variáveis

Ações variáveis são aquelas que variam sua intensidade de forma significativa em torno de sua média, ao longo da vida útil da construção. Ou seja, são de caráter transitório que compreendem, entre outras as cargas móveis, as cargas de construção, as cargas de vento, o empuxo de terra provocado por cargas móveis, a pressão da água em movimento, o efeito dinâmico do movimento das águas, as variações de temperatura (NBR 7188:2003).

Cargas móveis são as principais ações variáveis A NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas - estabelece quais cargas a serem consideradas no projeto das pontes rodoviárias e das passarelas para carregamentos móveis. Com o objetivo de avaliar a ordem de grandeza destas cargas e possibilitar uma comparação com os valores indicados pela NBR 7188 deve ser feita algumas considerações sobre as cargas usuais nas pontes rodoviárias (NBR 7188:2003).

É preciso considerar que as pontes rodoviárias estão sujeitas a veículos especiais. Como, por exemplo, o tráfego de carreta para transporte de transformadores. Também deve-se supor a possibilidade de tráfego de veículos militares, como tanques, sobre as pontes em rodovias (EL DEBS; TAKEYA, 2007).

Feito estas considerações preliminares deve-se utilizar os valores indicados pela norma NBR 7188. Para pontes rodoviárias, de acordo com esta norma, a carga móvel é composta por um veículo e por cargas p e p' uniformemente distribuídas (NBR 7188:2003).

De acordo com a NBR 7188:2013 os trens-tipo em pontes rodoviárias podem ser divididos em 3 classes, como observado pela Figura 7:

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

Fica por decisão dos órgãos com jurisdição sobre as pontes o emprego de uma classe diferente a ser utilizada para uma ponte (GAMA, 2014).

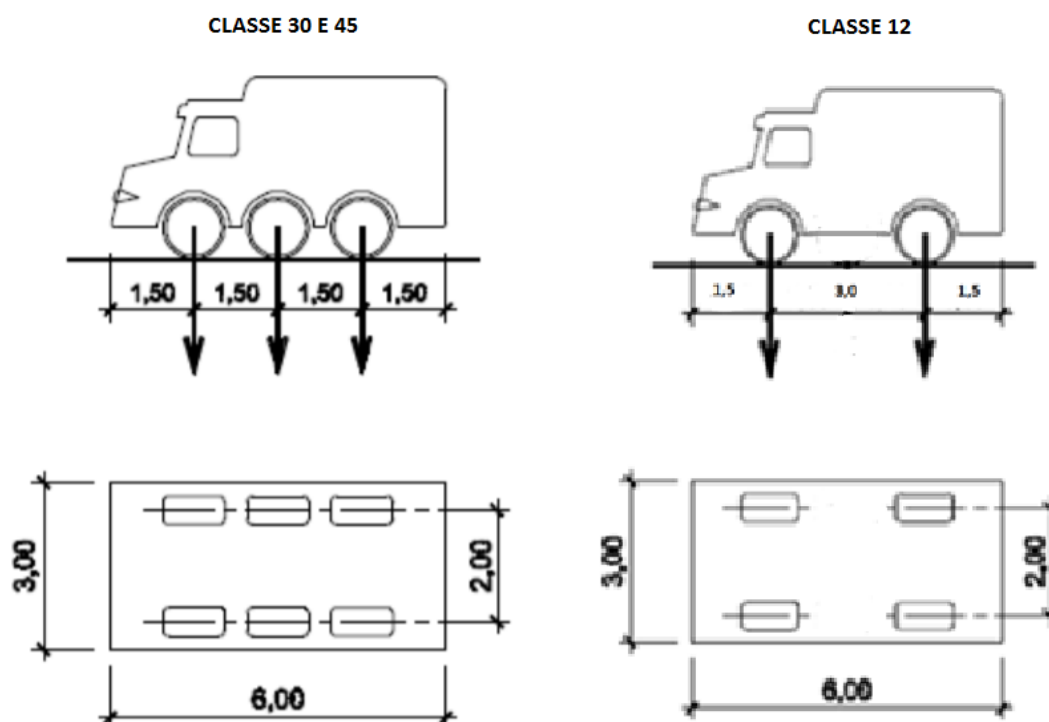


Figura 7 - Trem tipo de classe 45, 30 e 12
Fonte: Adaptado de GAMA (2014).

Desde a revisão da norma, feita em 2013, estabeleceu-se que a carga móvel rodoviário padrão é a TB-450. Essa carga é composta por um veículo tipo de classe 45 com peso total de 450 kN obtendo 6 rodas com um peso $P=75\text{kN}$. O veículo possui 3 eixos de carga distanciados entre si por 1,5m, tendo uma área de ocupação igual a 18 m^2 , como demonstrado na Figura 8. O mesmo é envolvido ao seu redor por uma carga uniformemente distribuída constante $p=5\text{kN/m}^2$ (GAMA, 2014).

Segundo a NBR 7188, as cargas uniformemente distribuídas p e p' se definem de acordo com a Tabela 3 e Figura 10.

Tabela 2 - Cargas dos veículos

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída					Disposição da carga
	Tipo	Peso total		p		p'		
		kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga p' nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

Fonte: Adaptado da NBR 7188 (1982).

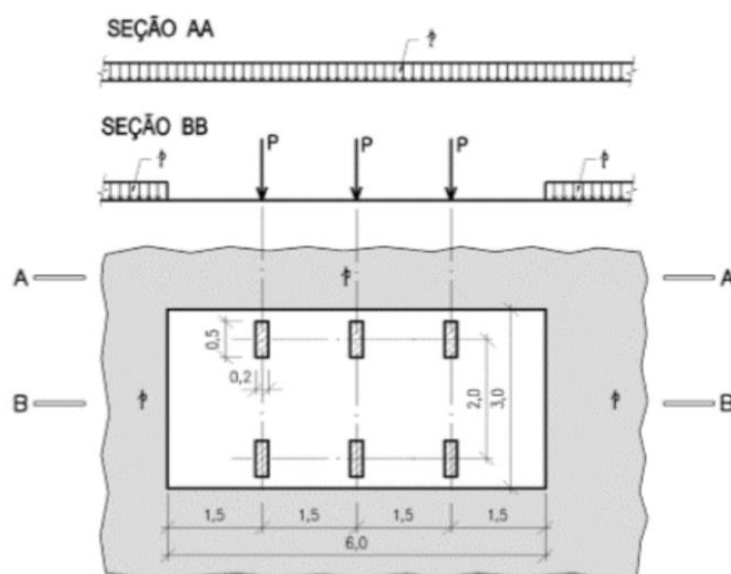


Figura 8 - Disposição das cargas

Fonte: NBR 7188 (apud Gama).

Além dessas cargas são considerados coeficientes de ponderação definidos pela NBR 7188 (2013), denominados como Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), Coeficiente de Número de Faixas (CNF) e Coeficiente de Impacto Adicional (CIA). Porém o CIV e o CIA são os que se aplicam no dimensionamento das lajes de uma ponte.

O CIV para as cargas móveis verticais para o dimensionamento de todos os elementos estruturais, para obter os valores Q e q para o dimensionamento dos elementos estruturais.

Para estruturas com vão menor do que 10,0m: CIV = 1,35

Para estruturas de vão entre 10,0 e 200,0m de acordo com a Equação 2:

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20/Liv + 50) \quad (2)$$

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

Liv é usado para estruturas de vão isostático;

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

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

L é o vão em metros.

Para o CIA, os esforços das cargas móveis verticais devem ser majorados em regiões onde localiza-se as juntas estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0m para cada lado da junta. Também se utiliza o CIA nas extremidades da obra.

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

CIA = 1,15 para obras em aço.

2.6 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Para a verificação da segurança da estrutura é utilizada a NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Esta define os estados-limites últimos em relação a segurança da estrutura sujeita às combinações na situação mais desfavorável das ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional. Estando assim relacionado ao colapso total ou parcial da estrutura. A condição usual de segurança referente aos estados-limites últimos é: $Rd \geq Sd$

Onde: Rd representa os valores de cálculo dos esforços resistentes;

Sd representa os valores de cálculo dos esforços atuantes.

Para o cálculo de Sd é utiliza a Equação 3, com os parâmetros dados de acordo com as tabelas da NBR 8681:

$$Fd = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times F_{Qj,k}] \quad (3)$$

Onde:

$FG_{i,k}$ = valor característico das ações permanentes;

$FQ_{1,k}$ = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação (normal) e é o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada;

$\psi_{0j}FQ_{j,k}$ = valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis;

$\psi_{0j,ef}$ representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantes com a ação variável FQ_1 de acordo com as tabelas da NBR 8681

2.7 SUPERFÍCIES DE INFLUÊNCIA

Para um projeto estrutural de uma ponte uma comum dificuldade encontrada é onde posicionar um grupo de cargas que representam o movimento dos veículos em uma posição onde apresentará o maior esforço em uma laje. Esta tarefa pode ser feita por tentativa e erro, porém o uso de superfícies de influência elimina a ambiguidade de tal processo e ainda oferece uma economia de tempo (SZILARD; 2004).

As superfícies de influência de placas seguem o mesmo conceito de linhas de influência usadas para análise de pontes de vigas, de arcos e em treliça, porém considerando em um espaço bidimensional. Assim, elas indicam como a mudança de posição de uma carga unitária intervém em parâmetros de projetos importantes, como, reações, deflexões, momentos de flexão e forças de cisalhamento (SZILARD; 2004).

Uma coordenada da superfície de influência de momento fletor, $w(x, y)$, irá representar o momento gerado no ponto de observação (ξ, η) , quando a carga unitária $P = 1$ está localizada em um ponto (x, y) . Como apresentado pela Figura 9 (SZILARD; 2004).

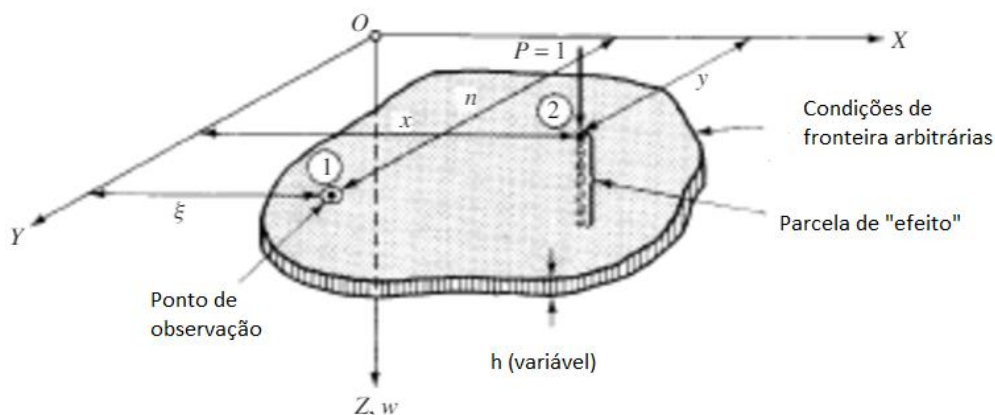


Figura 9 - Conceito de superfície de influência
Fonte: Adaptado de SZILARD (2004).

Tais superfícies de influência são geralmente representadas por linhas de contorno ou como perfis em que são desenhados em certos intervalos, representada pela figura 10 (SZILARD; 2004).

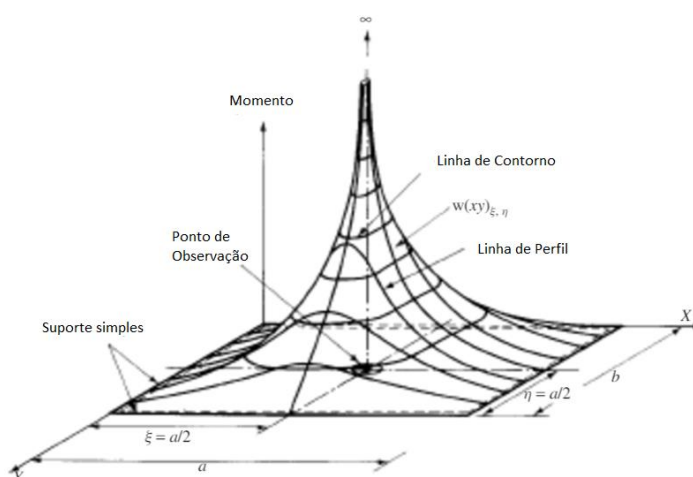


Figura 10 - Superfície de influência para momento no ponto $\xi=a/2$, $\eta=b/2$
Fonte: Adaptado de SZILARD (2004).

De acordo com Szilard (2004), o uso de superfícies de influência é simples e econômico. Supõe-se, que P_1, P_2, \dots, P_n são cargas concentradas que estão agindo em pontos $(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_n, y_n)$; Então o efeito particular total, como por exemplo o momento, M_x , no ponto de observação (ξ, η) é calculado pela Equação 4:

$$(M_x)_{(\xi,\eta)} = \sum_{i=1}^n P_i \times W_i \quad (4)$$

Da mesma forma, se for uma carga distribuída $P_z(x, y)$ que irá atuar sobre uma área A , o momento produzido no ponto (ξ, η) pode ser calculado a partir da Equação 5:

$$\iint_A P_z(x, y) \times w(x, y) \, dA \quad (5)$$

Uma superfície de influência pode ser gerada aplicando-se a carga unitária em vários pontos da placa e avaliando seu efeito particular (momento, cisalhamento, etc.) produzido no ponto de observação (ξ, η) . Os resultados são então plotados como ordenadas nos pontos de aplicação (x_i, y_i) da carga unitária. Utilizando-se assim de um trabalho computacional para plotar os gráficos (SZILARD; 2004).

2.8 MÉTODO DE RÜSCH PARA DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS EM LAJES DE PONTES

A Teoria Elástica das Placas é utilizada para determinar os esforços nas lajes de uma determinada ponte. As cargas concentradas das rodas de um veículo que percorrem a laje são as principais solicitações nas lajes, sendo consideradas como trem-tipo. Ao definir os esforços que são exercidos sobre a laje deve-se posicionar o trem-tipo na situação mais desfavorável. (ROCHA, 2015).

Os esforços em lajes de pontes são determinados pelo Método de Rüsç por meio de tabelas criadas pelo próprio Hubert Rüsç. Estas são aplicáveis à lajes retangulares utilizando os carregamentos rodoviários (trem-tipos) das normas alemãs. Estas tabelas também podem ser utilizadas para cálculo de lajes no Brasil devido as normas brasileiras fazerem uso dos trens-tipos iguais a norma alemã DIN-1072 (ROCHA, 2015).

Os esforços devidos às cargas permanentes são definidos de acordo com a Equação 6:

$$M_{gk} = k \times g \times lx^2 \quad (6)$$

Onde:

k = Coeficiente retirado da tabela de Rüş

g = Carga permanente

l_x = Largura da laje analisada

Os esforços devidos às cargas variáveis são definidos de acordo com a Equação 7:

$$M_{qk} = \varphi [PM_L + pM_p + p'M_{p'}] \quad (7)$$

Onde:

φ = Coeficiente de impacto vertical;

P = Carga de uma roda do veículo tipo;

p = Carga uniforme na frente e atrás do veículo;

p' = Carga uniforme acidental devida a pedestres;

$M_L, M_p, M_{p'}$ = Coeficientes retirados das tabelas de Rüş.

Para a escolha da tabela a ser utilizada é necessário saber quais serão a relação entre os vãos da laje, a direção do tráfego e as condições de contorno da laje.

As condições de contorno da laje podem ser engastadas, apoiadas, livres e nó infinito representadas pela Figura 11 (SERAPIÃO e KHOURI, 2015).

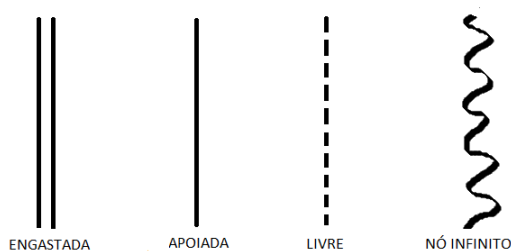


Figura 11 - Condições de contorno da laje
Fonte: Elaborado pelo autor. (2017)

O próximo passo é retirar da tabela compatível às suas condições os coeficientes M_L , M_p e $M_{p'}$. Para obter os mesmos é necessário o cálculo dos parâmetros de entrada como: l_x/α e t/α

Onde:

α = Distância entre centros de roda de um mesmo eixo;

t = Lado de um quadrado que substitui a área retangular de distribuição de uma roda ao nível da semi-espessura da laje. (ROCHA, 2015).

Segundo Rocha (2015), devido a norma brasileira utilizar como área de contato retangular das rodas do trem-tipo e a tabela de Rüsck utilizam uma área de contato quadrada é compulsório fazer uma adaptação da tabela. Portanto é calculado lado de um quadrado equivalente à área retangular das normas brasileiras pela Equação 8:

$$t' = \sqrt{0,20 \times b} \quad (8)$$

Onde:

t' = Largura equivalente da roda

b = Largura da roda

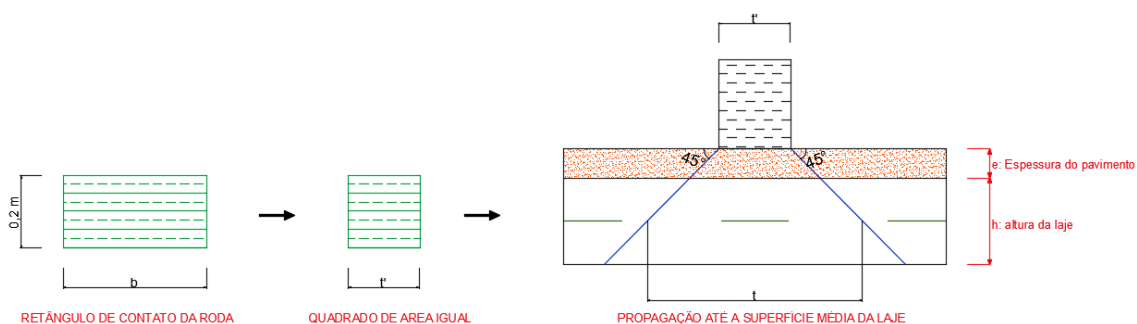


Figura 12 - Representação lado do quadrado equivalente à área retangular
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Esse valor será inserido no cálculo do valor de t pela seguinte Equação

9:

$$t = t' + 2f + h \quad (9)$$

Onde:

f = a espessura do pavimento

h = a espessura da laje e considerando uma distribuição a 45° .

2.9 MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS

O MEF foi inicialmente desenvolvido por engenheiros aeronáuticos a partir da segunda metade da década de 50, o conceito partiu do princípio dos trabalhos virtuais, sem o conhecimento dos critérios de convergência. A partir da década de 60, com a evolução dos estudos aplicados ao método, o MEF passou a poder ser formulado através de equações diferenciais com condições de contorno, não necessitando de um funcional, onde pode ser aplicado em outras áreas, como de fluidos, meios porosos, termodinâmica e eletromagnetismo. Só por volta dos anos 80 e 90 o método dos elementos finitos passou a ser mais acessível, quando o acesso a computadores estava mais fácil e a evolução da tecnologia começou a ser notável, assim a facilidade do uso em modelos com grandes graus de liberdade era maior. Atualmente, o método tem suas bases matemáticas perfeitamente esclarecidas e é facilmente utilizado na engenharia. Os programas estão cada vez mais eficientes, entre eles estão ANSYS, COSMOS, ABAQUS, ALGOR, SAP, entre outros (SORIANO, 2009).

Para facilitar todo e qualquer tipo de cálculo de ações estruturais, é normal que se divida uma estrutura original em elementos particulares, cujo comportamento pode-se conhecer sem grandes dificuldades. Quando a quantidade de elementos ou incógnitas a serem solucionadas é finita, o problema pode ser chamado de discreto, estes servem, basicamente, para resolver problemas contínuos, em que a quantidade de incógnitas é infinita. (ZIENKIEWICZ, 1982).

Na necessidade de projetar uma estrutura, procede-se uma contínua análise do estado de tensão e deformação, e de modificações das suas características ao longo dessa análise, com um objetivo de uma resposta eficaz, para isso o MEF se faz satisfatório.

A maneira com que o MEF é aplicado depende das particularidades de cada tipo de problema, alguns aspectos devem ser considerados antes de uma análise estrutural junto ao MEF, são essas análises dinâmicas ou estáticas, análise linear ou não linear e o tipo de estrutura (AZEVEDO, 2003).

As ações atuantes nas estruturas geralmente são ações de caráter dinâmico, contudo, em muitas situações é aceitável que se as considere de um modo que aplicação seja suficientemente lenta, ou seja, despreza-se as forças de inércia associadas as acelerações que os elementos ficam sujeitos. Antes de aplicar o MEF, leva-se em conta, também, que as ações exteriores provocadas

na estrutura são muito pequenas quando comparadas com as dimensões dos componentes destas, ou seja, não há modificação quanto a geometria da estrutura, esta fica indeformável quando distribuído os esforços e tensões, denominando-as de estruturas de geometricamente linear, o contrário desta afirmação é uma estrutura não linear geométrica. Quando uma estrutura é não linear geometricamente é necessário buscar soluções com algoritmos específicos de um material não linear.

De acordo com AZEVEDO (2003), estruturas analisadas pelo método dos elementos finitos, podem ser classificadas quanto à sua geometria como sólidas, reticuladas ou laminares. Uma estrutura laminar pode ser identificada como uma parede, laje ou casca plana. Reticuladas são as estruturas formadas por barras prismáticas, da qual as dimensões transversais são menores do que o comprimento do eixo. E casos de estruturas sólidas são aqueles em que as ações são iguais ao longo do seu eixo, ou seja, trata-se de um estado plano de tensões.

No MEF quando o elemento é subdividido em diversas partes, essas partes serão conectadas apenas por pontos nodais, que não se sobrepõem e é chamado de discretização. Quando um problema é pequeno, essa discretização é feita a mão, porém para sistemas de placas maiores são utilizados algoritmos automáticos capazes de discretizar uma dada geometria eficiente no método dos elementos finitos.

Para formulação do MEF existe uma equação integral, em que é possível substituir a integral de domínio por um somatório de integrais estendidos a subdomínios de geometria simples, onde a variável é o volume do elemento. Na aplicação do MEF à análise de estruturas a formulação mais correta é a que se baseia no princípio dos trabalhos virtuais (PTV) (AZEVEDO, 2003).

Programas automáticos para desenvolvimento de elementos finitos podem ser divididos em três partes: pré-processador, processador e pós processador. O primeiro é a parte que é gerado o modelo discreto, o processador é a análise propriamente dita deste modelo, e o pós-processador é a parte que prepara as soluções numéricas para o uso posterior.

Os elementos finitos podem ser unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais, de formas variadas, diferentes quantidades nodais em seus lados e faces, e diferentes quantidades e perfis de graus de liberdade. A forma

do elemento a ser estudado é escolhida de acordo com o domínio a ser discretizado. Para que haja interação entre esses domínios, os elementos finitos usam funções interpoladoras, essas funções estão diretamente ligadas aos parâmetros nodais, a forma do elemento e com critérios de convergência do método (SORIANO, 2009).

Os pontos nodais precisam ter posições definidas, assim é feita uma numeração para pontos globais, uma numeração para pontos locais e uma numeração para cada elemento constituinte do problema representados pelas Figura 13 e Figura 14.

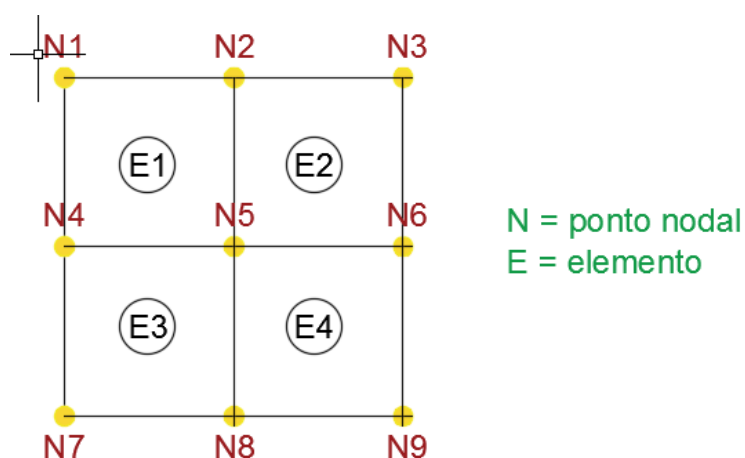


Figura 13 - Exemplo de Malha de Elementos nos Pontos Nodais Globais
Fonte: Elaborado pelo autor. (2017)

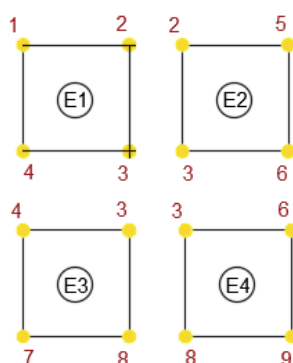


Figura 14 - Exemplo de Malha de Elementos nos Pontos Nodais Locais
Fonte: Elaborado pelo autor. (2017)

No exemplo da Figura 15, percebe-se que os 4 elementos (E1, E2, E3 e E4) são ligados por um nó em comum, o nó 5 (N5), ou seja, a função interpoladora global é no N5.

SORIANO (2010), ainda afirma que a posição de cada nó é definida com relação a um referencial global XYZ e o posicionamentos dos elementos é especificado através da definição de correspondência entre a numeração local dos nós e a numeração global destes, essa correspondência é chamada de incidência, e é expressada através de uma matriz de incidência (K) que contém a numeração global dos pontos nodais de cada um dos elementos. Com a utilização dessa matriz de incidência, o programa automatizado para o cálculo da estrutura, tem condições de identificar os elementos conectados aos seus nós.

Com parâmetros definidos, como a especificação de condições de contorno, propriedades dos materiais e dados convenientes aos elementos finitos (espessura, ações externas, etc.), o programa a ser utilizado tem condições de calcular o sistema de equações algébricas descritiva do comportamento de cada elemento, assim, tem-se a Equação (10).

$$K^e \cdot u^e = F^e \quad (10)$$

Onde:

K^e : é a matriz de rigidez do elemento;

u^e : é o conjunto de parâmetros nodais;

F^e : é o vetor de forças nodais de cada elemento equivalente às ações aplicadas.

Depois ocorre a igualdade dos parâmetros nodais em cada interface do elemento, para se obter um sistema global de equações algébricas descritivas do comportamento da estrutura, representada na Equação 11:

$$K \cdot d = F \quad (11)$$

Em que:

K: é a matriz de rigidez global;

d: é o vetor global de deslocamentos globais;

F: é o vetor global de forças nodais.

Logo obtém-se o sistema global de equações restringido, em que será fornecido os resultados dos parâmetros nodais inicialmente desconhecidos.

Para fins de realização do presente trabalho, o método finito escolhido será o SAP2000, programa com que proporciona um sistema de análise estrutural inigualável e ferramentas de auxílio ao projeto que será estudado.

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

3.1 GEOMETRIA E CARACTERÍSTICAS DA PONTE

O presente trabalho faz a análise e seus estudos utilizando uma ponte situada sobre o Rio da Serra, na BR101, Bahia (latitude 11°52'27.84" S, longitude 37°59'41.34" O.) A obra possui um comprimento total de 80 metros, sendo dois balanços de 5 metros, vão central de 26 metros e dois vãos extremos de 22 metros, como observado pela Figura 15.

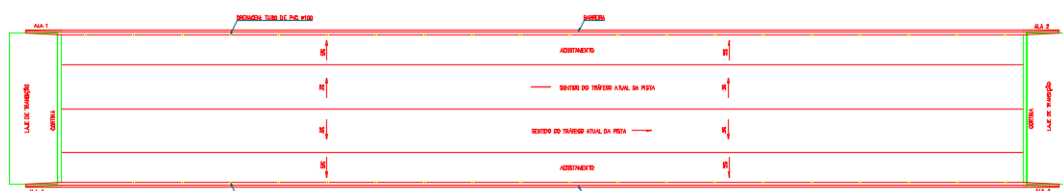


Figura 15 - Vista superior da ponte situada sobre o Rio Serra
Fonte: AAD Projetos Consultoria e Engenharia LTDA.

A superestrutura contém:

- Duas vigas principais (longarinas) de seção retangular, e com alargamento nos apoios (40 cm nos vãos e 80 cm nos apoios) que se apoiam em pilares através de aparelhos de apoio em Neoprene.
- Laje maciça de espessura variável, alargadas nos apoios. Transversalmente com balanços de 3 metros e uma laje central de 7 metros, totalizando 13 m.
- Transversinas nos apoios e vãos, não ligadas a laje, nas dimensões de 180 cm de altura e 25 cm de largura.
- cortinas, consolos, viguetas, alas, lajes de transição e barreiras também são observadas na superestrutura, de acordo com a Figura 16.

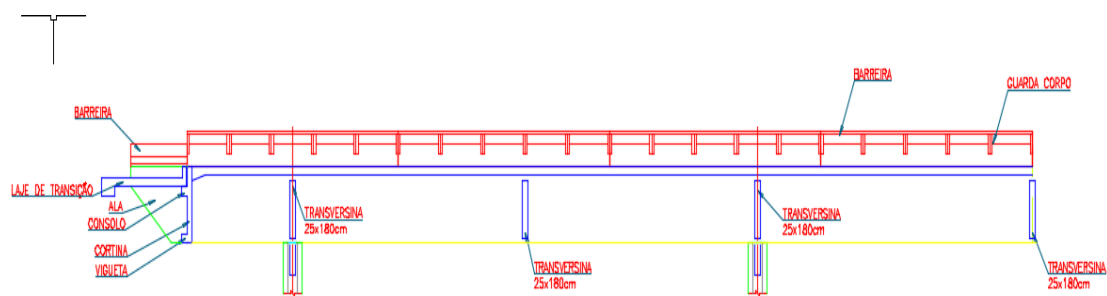


Figura 16 - Corte longitudinal da obra especial situada sobre o Rio Serra
Fonte: AAD Projetos Consultoria e Engenharia LTDA.

A pista atualmente é composta por duas faixas de tráfego de aproximadamente 3,60 metros, dois acostamentos de 2,50 metros, mais duas barreiras de 40 cm, uma em cada extremidade da pista, totalizando 13,00 metros de largura, como demonstrado pela Figura 17.

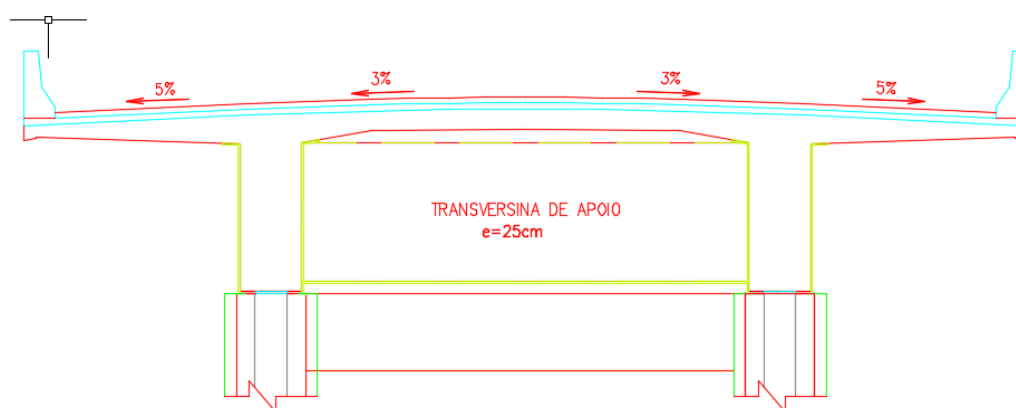


Figura 17 - Corte transversal da obra especial situada sobre o Rio Serra
Fonte: AAD Projetos Consultoria e Engenharia LTDA.

A obra foi executada em concreto C30 ($f_{ck}=30$ MPa), módulo de elasticidade do concreto (E_c) igual a 30600 MPa, assim será feito o uso das mesmas características para os futuros cálculos.

Dimensões, fotos e outros aspectos da ponte são apresentados no Anexo B.

3.2 MÉTODO DE RÜSCH

Para o cálculo dos momentos solicitantes pelo método de Rüsç dividiu-se a ponte em balanços e laje central, em cada divisão encontrou-se momentos provenientes de cargas permanentes e momentos de cargas variáveis.

Na laje em balanço os momentos gerados por cargas permanentes foram calculados segundo NBR 7188/2013. Considerou-se cargas resultantes do peso próprio da estrutura (área x peso específico do concreto), e do revestimento em concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), no revestimento foi distribuído, também, uma carga de recapeamento. Como demonstrado abaixo:

$$G_1 = 1,0436 \times 25 = 26,09 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = (0,1819 \times 24) + (2,55 \times 2) = 9,47 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{Total}} = 35,56 \text{ kN/m}$$

Para o cálculo dos momentos separou o balanço em três seções, sendo a seção X_r , X_m e X_e , como mostra a Figura 18.

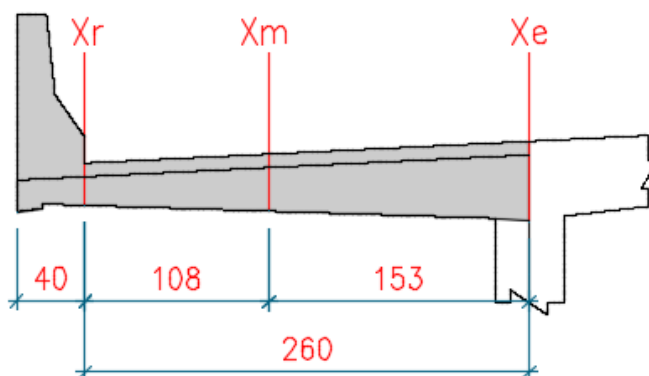


Figura 18 – Seção transversal da laje em balanço.

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Os momentos são calculados a partir das distancias das seções, gerando um M_{xr} , M_{xm} e M_{xe} resultante das cargas permanentes, os resultados são demonstrados no Item 4.2 do presente trabalho.

Os momentos resultantes da carga variável foram calculados a partir de um modelo de laje engastada e bordo livre para parâmetro de entrada nas tabelas de Rüsç. Foi considerado o modelo como mostra a Figura 19, em que a laje é definida como indefinida ao longo de L_y e suas extremidades em L_x são

estudadas como bordas engastada e livre (L_y é a distância longitudinal do balanço e L_x a distância transversal). O sentido do tráfego considerado é perpendicular à seção transversal do balanço.

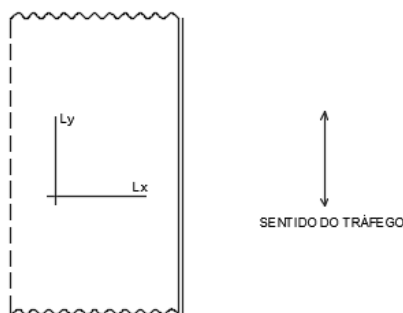


Figura 19 - Modelo para entrada da laje em balanço para Tabela de Rüsç.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

As cargas utilizadas para o cálculo são cargas variáveis originadas de veículo-tipo classe 45 (peso de 450 kN) e uma carga de multidão, os valores das cargas são:

$$Q_{\text{veículo-tipo}} = 75 \text{ kN/roda}$$

$$Q_{\text{multidão}} = 5 \text{ kN/m}^2$$

Foram usados, ainda, como parâmetros para os resultados das tabelas de Rüsç a relação entre os vãos L_x/L_y , distância vertical entre os eixos das rodas do veículo (a), a área de influência da roda na laje (t) e o sentido do tráfego mostrado na Figura 21. O coeficiente de impacto vertical (CIV) é considerado conforme Equação 2, apresentada no item 2.5.2 – Ações Variáveis – pelo fato do vão transversal da ponte ter mais que 10 metros de extensão.

$$a = 2 \text{ m}$$

$$t = 0,72\text{m}$$

$$L_x = 2,6\text{m}$$

$$\text{CIV} = 1,34$$

Utilizou-se a tabela N° 98 de Rüsç, presente no Anexo A, devido a não correspondência dos exatos valores da relação L_x/a e t/a , interpola-se os valores resultantes e multiplica-os pelas cargas de veículo e multidão, encontrando um momento transversal (M_x) no meio do balanço (M_{xm}), no engaste (M_{xe}), e, também, um momento longitudinal (M_y) no meio da estrutura (M_{ym}) e na extremidade considerada como borda livre (M_{yr}).

Para a laje central, as considerações se fazem as mesmas da laje em balanço. Os momentos são estudados a partir do cálculo de cargas permanentes e cargas variáveis. Para os momentos de cargas permanentes é considerado como carga o peso próprio da estrutura ($h_{\text{laje}} \times$ peso específico do concreto), o revestimento em CBUQ ($h_{\text{laje}} \times$ peso específico do revestimento) e uma carga de recapeamento distribuída pela área do CBUQ. A Figura 20 mostra a seção considerada para os próximos cálculos.

$$G_1 = 0,395 \times 25 = 9,875 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 0,07 \times 24 = 1,68 \text{ kN/m}^2$$

$$G_3 = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{total}} = 13,56 \text{ kN/m}^2$$

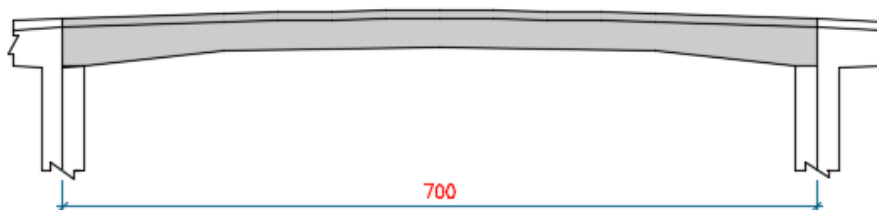


Figura 20 - Seção transversal da laje central.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

A laje inicialmente foi montada em dois modelos, Modelo I e Modelo II, considerando o primeiro como uma laje com extremidades apoiadas ao longo de L_x e indefinidas ao longo de L_y . O segundo modelo é considerado como perfeitamente engastado na direção de L_x e, também, indefinida ao longo de L_y , como mostra a Figura 21.

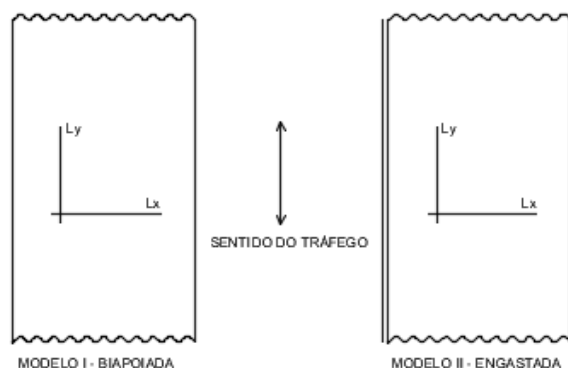


Figura 21 - Modelo para entrada da laje central para Tabela de Rüsçh
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Para os momentos permanentes, na escolha das tabelas necessitam apenas de parâmetros como o sentido do tráfego e os apoios definidos nos modelos, mostrado na Figura 23. As tabelas utilizadas para os Modelos I e II são as tabelas Nº 1 e Nº 27, respectivamente. A tabela mostra multiplicadores (k) para cada tipo de momento, Kxm para momento transversal no meio do vão da laje, outro para kym para momento longitudinal no meio do vão da laje e um último kxe para momento transversal nas extremidades apoiadas.

No modelo I considera-se os momentos no vão transversal da laje central, onde os momentos são positivos e máximos. Na laje do Modelo II os momentos de importância serão os momentos nas extremidades consideradas engastadas.

Os resultados são expostos no item 4.1.

Os mesmo modelos ainda são considerados para o cálculo de momentos de cargas variáveis. Os considerados como parâmetros para retirada de valores das tabelas: distancia vertical entre eixos de rodas (a), área de influência da roda na laje (t) e distancia transversal entre os eixos dos apoios da laje central (Lx).

$$a = 2 \text{ m}$$

$$t = 0,775 \text{ m}$$

$$Lx = 7 \text{ m}$$

Os valores de t/a e Lx/a, para entrada das tabelas, foram, também, interpolados para futuros resultados dos momentos. Para o resultado final dos momentos solicitantes ainda é considerado o CIV, como demonstrado nos momentos de cargas variáveis da laje em balanço.

Os momentos de cargas variáveis são, também, Mxm (momento transversal no meio do vão), Mym (momento longitudinal no meio do vão) e Mxe (momento longitudinal nas extremidades engastadas), como já citados nos momentos de cargas permanentes.

Para considerações finais dos momentos, corrige-se o engaste e rotulação perfeita” considerando-se um grau de engastamento, conforme Equação 12:

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{0,62 \times l^2}{b} \times \frac{J_l}{J_T}} \quad (12)$$

Onde:

α : é o grau de engastamento

l : é a distância entre transversinas;

b : é a distância entre longarinas;

J_l : é a inércia da laje;

J_T : é a inércia de torção da longarina.

O grau de engastamento da ponte estudada encontrado foi de 86,6% para o balanço e 82,45% para a laje central, isso devido as alturas médias serem diferentes. Os resultados encontram-se no item 4.1.

3.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Para a análise estrutural, a ponte foi modelada pelo uso do software SAP 2000 para obtenção dos esforços da laje através do método dos elementos finitos pelo uso de elementos de placa e elementos de barra. Foram feitos dois modelos, Modelo 1 e Modelo 2, sendo o primeiro modelo as cargas móveis aplicadas “automaticamente” pelo programa. O segundo modelo foi realizado através da aplicação “manual” das cargas do veículo-tipo no decorrer da extensão da laje na parte do balanço e no meio do vão central, onde foram inseridos em diferentes posições para comparações de cálculos.

3.3.1 Modelo 1

O modelo 1 foi gerado a partir de cargas móveis aplicadas “automaticamente”. Para o esse modelo, foi utilizado, como padrão, o trem-tipo de classe 45, onde o mesmo foi inserido em duas *lanes*, uma para o balanço e outra para o vão central da laje, para futuras comparações de cálculos.

Pela Figura 22 percebe-se que a Lane 1 de cor predominante azul, encontra-se na extremidade da ponte com uma largura de 3 m.

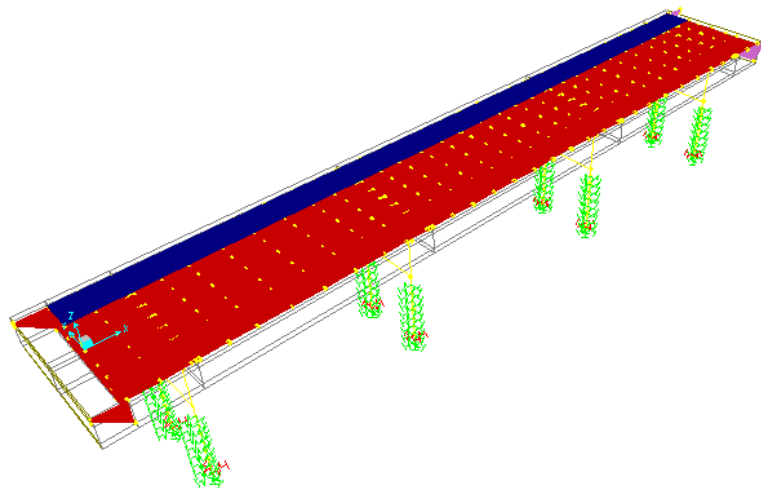


Figura 22 - Lane 1.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

A Lane 2 encontra-se no meio do vão, entre as longarinas, obtendo uma largura de 7 m, que pode ser observada na Figura 23.

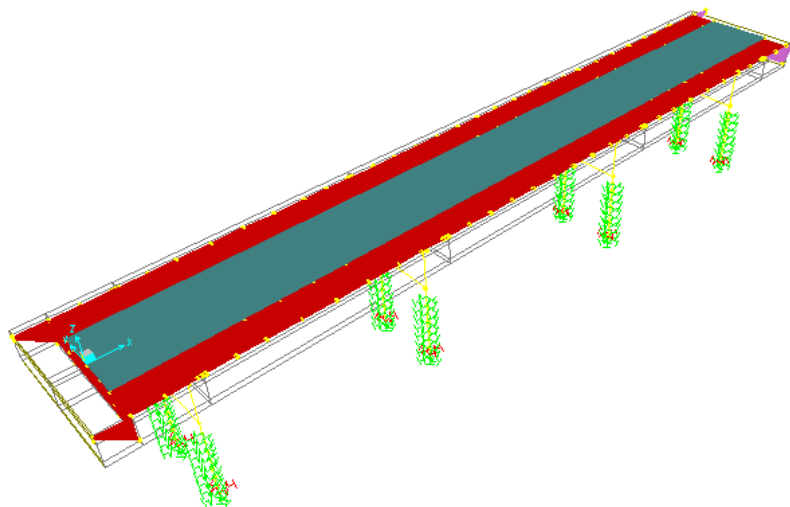


Figura 23 - Lane 2.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

A definição das cargas do veículo móvel segue as orientações da NBR 7188:2013, para o trem-tipo de classe 45, com uma carga de 75 kN por roda, sendo duas rodas por eixo, a carga total do eixo será de 150 kN. Também é considerada uma carga de multidão no entorno do veículo de 5 kN/m². Porém, para modelagem do veículo a carga de multidão é considerada como uma carga

distribuída por metro, portanto para definir a carga de multidão uniforme aplicada na *lane* será apresentada a Equação 12

$$q = p \times B \quad (13)$$

Onde,

q = carga de multidão uniforme

p = carga de multidão normativa de 5 kN/m²

B = largura da *lane*

Assim, a carga de multidão de cada *lane* será aplicada de acordo com os valores da Tabela 4.

Tabela 3 - Valores para carga de multidão uniforme.

Carga de Multidão Uniforme		
Lane	Largura (m)	Q (kN/m)
1	3.0*	13.0
2	7.0	35.0

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Para a *lane* 1, desconta-se da largura total 0,40 m devido a largura da barreira.

Uma vez obtendo-se os valores das cargas do eixo e carga de multidão para a *lane* gerou-se um veículo-tipo para a *lane* 1 de acordo com a Figura 24. Para a *lane* 2 foi modificado apenas o valor da carga uniforme.

Figura 24 - Propriedades do trem-tipo para Lane 1.

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Para fins de extrair os esforços, a laje foi discretizada em placas de tamanho especificados automaticamente pelo programa SAP 2000, observado na Figura 25.

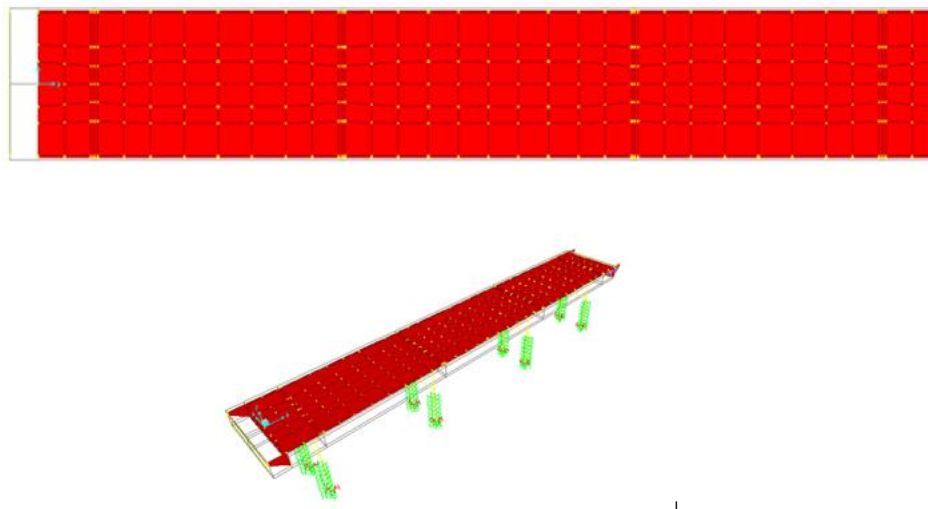


Figura 25 - Laje discretizada de dimensões automaticamente.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

3.3.2 Modelo 2

Para o Modelo 2, foi feita a aplicação do carregamento no local da área de influência em que cada roda exerce sobre a laje. Portanto, devido a classe 45 determinar um veículo-tipo de 450 kN de peso total, sendo estes distribuídos em seis rodas, com 75 kN para cada roda, foi feita a distribuição dessa mesma carga para sua área de influência, tanto para a região do balanço quanto para o vão entre as longarinas, sendo esta área calculada anteriormente pelo método de Rüsck como $t = 0,72 \text{ m}^2$ para o balanço e $t = 0,775$ para o vão. Portanto, o valor dos carregamentos inseridos na laje para cada roda será feito de acordo com a Equação 13.

$$Q = \frac{75}{t} \quad (13)$$

Onde,

Q = Carga equivalente da área de influência que cada roda exerce na laje;

t = Área de influência da roda na laje.

Assim, para a região do balanço foi determinado uma carga de 104,16 kN/m² e para região do vão entre as longarinas uma carga de 96,77 kN/m².

Para uma melhor aproximação das dimensões do trem-tipo e posicionamento das cargas, o modelo foi discretizado por placas quadradas com medidas de 0,5 m, produzindo uma área de 0,25 m² cada, como observado pela Figura 26.

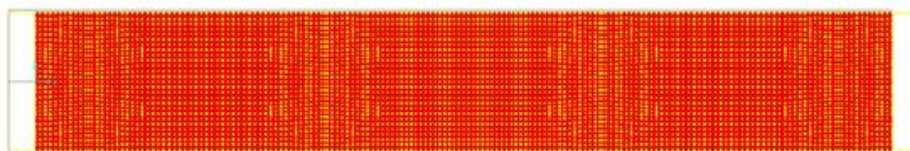
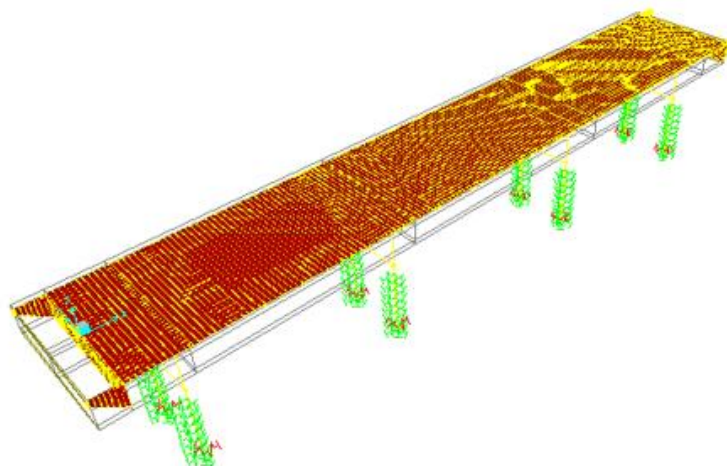


Figura 26 - Laje discretizada de dimensões 0,50 x 0,50 m.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Tendo todas estas informações, para região do balanço foi então inserido o carregamento de 104,16 kN/m² em uma aproximação de área de três quadrados discretizados somando uma área total de 0,75 m² para equivaler à uma área a cerca de 0,72 m² para cada roda. Sendo esta carga majorada diretamente pelo programa pelo CIV, calculado anteriormente pelo método de Rüsck. O mesmo feito para o local do vão entre as longarinas.

Como deve-se prever uma carga de multidão de acordo com a NBR 7188:2013, de 5 kN/m², sendo dispostas na extensão da laje onde esta terá uma maior influência. Portanto, para a região do balanço a carga de multidão foi inserida somente na área onde encontra-se o balanço e para o vão entre as longarinas a carga de multidão foi disposta onde constitui-se o vão.

Para análise dos efeitos, o posicionamento do veículo tipo foi feito em oito posições distintas na extensão da laje, tanto para o balanço quanto para o vão. No qual, como exemplo, para a posição A, encontra-se no início do tabuleiro da ponte, como apresentado na Figura 27.

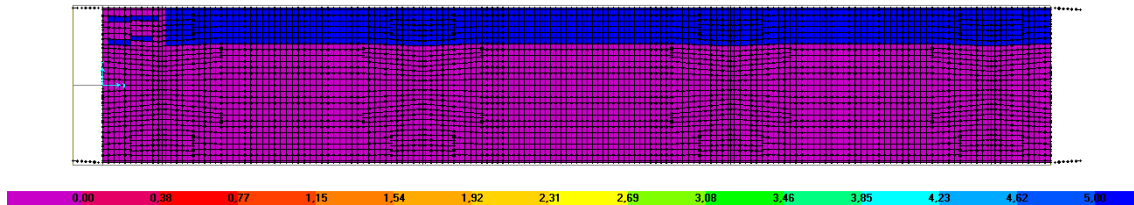


Figura 27 - Posição A do trem tipo posicionado sobre o balanço
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Todas as corretas posições dos veículos-tipos encontram-se, para conhecimento, em anexo no presente trabalho.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir, serão demonstrados os resultados e comparações dos métodos analisados e comparados pelos métodos dos elementos finitos (Modelo 1 e Modelo 2) e método simplificado (Método de Rüsç).

4.1 MÉTODO DE RÜSCH

São apresentados abaixo os resultados obtidos a partir dos cálculos embasados nas tabelas de Rüsç.

A Tabela 5 apresenta os momentos solicitantes na seção transversal do balanço provenientes das cargas permanentes e cargas variáveis já multiplicados pelo grau de engastamento (obtidas para o veículo-tipo TB-450).

Tabela 4 - Resultados Método de Rüsç para laje em balanço.

Laje em balanço		
	Momentos de Cargas Permanentes	Momentos de Cargas Variáveis
Mxr	1,71	-
Myr	-	35,97
-Mxm	-17,51	-32,18
Mxm	-	8,41
Mym	-	12,39
Mxe	-46,24	-126,99

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Como demonstrado anteriormente, a laje central foi dividida em modelos de laje engastada e laje apoiada. Os momentos solicitantes resultantes para a carga permanente e carga variável dos dois modelos da laje são apresentados na Tabela 6.

Tabela 5 - Resultados Método de Rüsç para laje central.

	Laje Central			
	Momentos de Cargas Permanentes		Momentos de Cargas Variáveis	
	Laje Apoiada	Laje Engastada	Laje Apoiada	Laje Engastada
Mxm	57,72	19,25	83,13	44,52
Mym	9,61	3,18	41,95	23,16
Mxe	-	-38,46	-	-87,07

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

4.2 MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS – SAP 2000

São apresentados abaixo os resultados dos dois casos da modelagem pelo SAP 2000, o primeiro com o tabuleiro sendo inseridas cargas móveis automaticamente e o segundo sendo inseridas cargas móveis manualmente. Em ambas as situações são exibidos gráficos de momento fletor transversal, assim como seus valores de momentos máximos e mínimos.

Para o modelo 1, foram geradas superfícies de influência tanto para cargas permanentes apresentadas na Figura 28 e em seguida a Tabela 7 apresenta os valores máximos positivos e negativos. Nota-se que o maior momento positivo produzido localiza-se no meio do vão e o maior momento negativo se dispõe sobre a longarina.

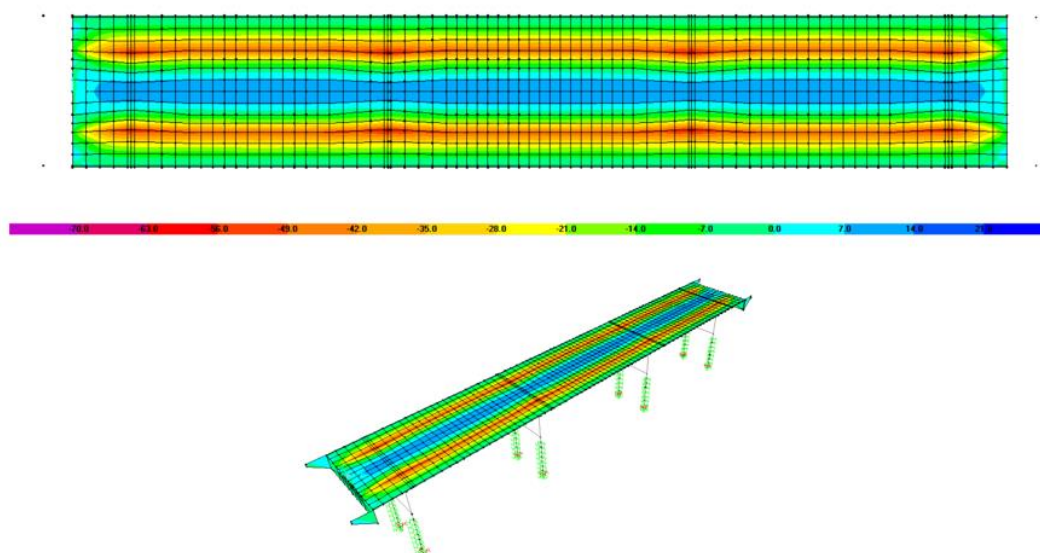


Figura 28 - Superfície de influência gerados a partir de cargas permanentes.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Tabela 6- Momentos positivos e negativos máximos gerados por cargas permanentes (kN.m)

BALANÇO		VÃO	
Máximo Positivo	Máximo Negativo	Máximo Positivo	Máximo Negativo
5,33	-65,90	12,72	-65,90

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Os resultados dos esforços de momentos fletor devido as ações variáveis são representados pelas superfícies de influência de acordo com as figuras abaixo.

Pela Figura 29, observa-se a superfície de influência para momentos positivos gerado pelo trem-tipo posicionado na *lane* 1. Onde percebe-se que teve o seu momento máximo no canto superior esquerdo de encontro com a laje de transição da ponte com valor apresentado na Tabela 8.

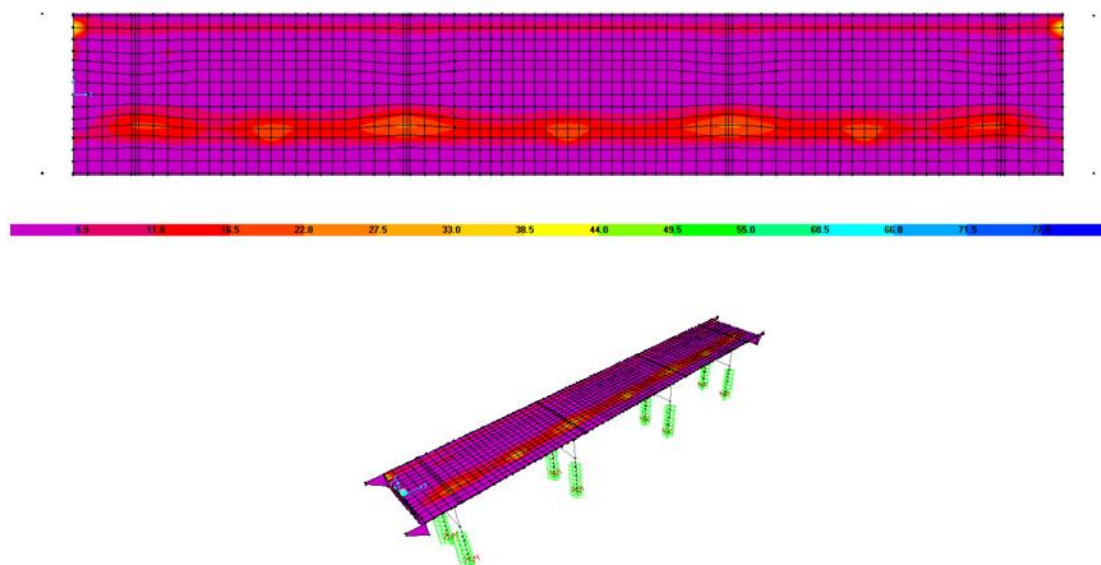


Figura 29 - Superfície de influência de momentos positivos gerado pelo trem-tipo posicionado na *lane* 1.
 Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Pela Figura 30, nota-se a superfície de influência para momentos negativos gerado pelo trem-tipo posicionado na *lane* 1. Onde percebe-se que teve o seu momento negativo máximo sobre a segunda transversina com valor apresentado na Tabela 8.

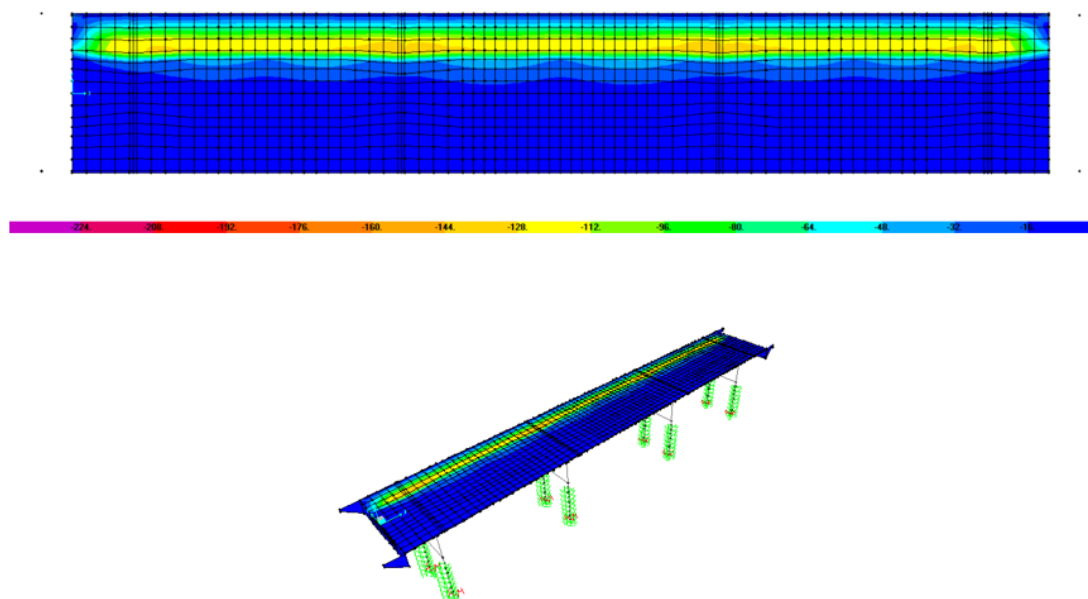


Figura 30 - Superfície de influência para momentos negativos gerado pelo trem-tipo posicionado na *lane* 1.
 Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Para a *lane* 2, obteve-se a superfície de influência para momentos positivos gerados pelo trem-tipo, apresentados na Figura 31. Onde percebe-se

que teve o seu momento positivo máximo localizado no meio do segundo vão longitudinal da laje central com valor apresentado pela Tabela 8.

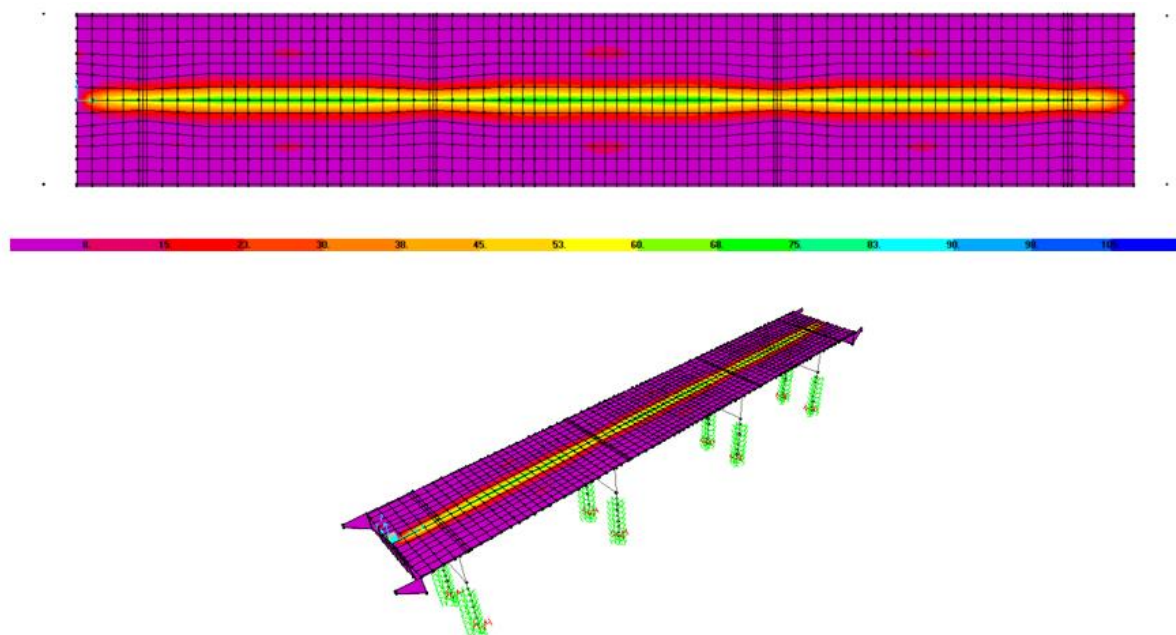


Figura 31 - Superfície de influência para momentos positivo gerado pelo trem-tipo posicionado na *lane* 2.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Para os momentos negativos da *lane* 2, obteve-se a superfície de influência apresentada na Figura 32. Percebe-se que o momento negativo máximo está localizado sobre a longarina com valor apresentado pela Tabela 8.

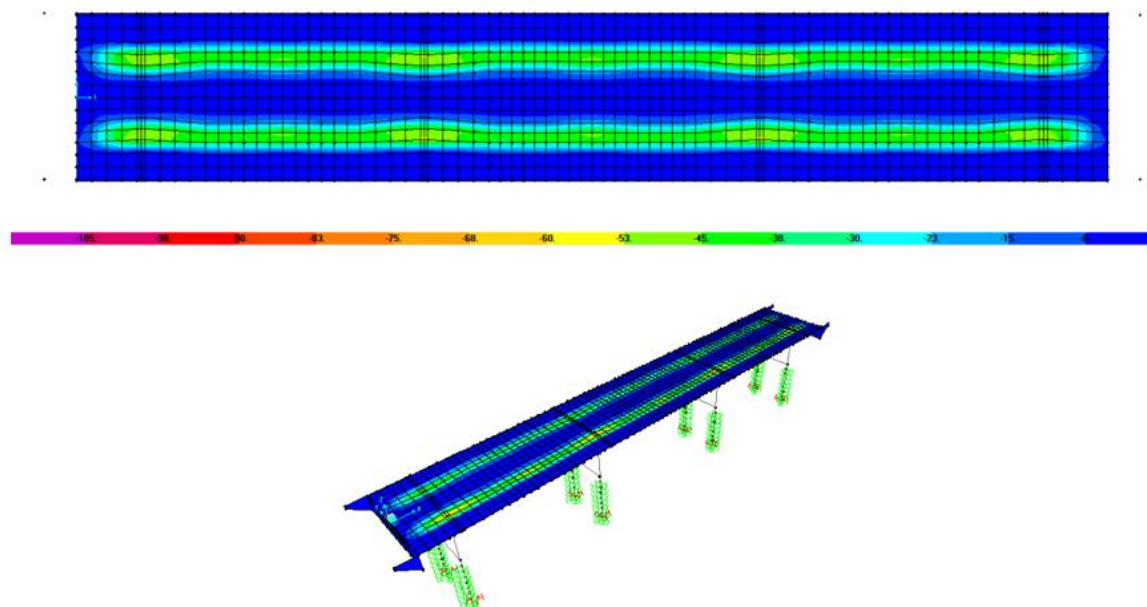


Figura 32 -Superfície de influência para momentos negativos gerado pelo trem-tipo posicionado na *lane* 2.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Pela Tabela 8, observa-se os valores máximos positivos e negativos gerados pelas ações variáveis da ponte.

Tabela 7 - Momentos positivos e negativos máximos gerados pelas cargas móveis (kN.m)

	Momento Positivo Máximo	Momento Negativo Máximo
Lane 1	46,90	-133,08
Lane 2	74,42	-56,09

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Para o modelo 2, onde os veículos tipos foram inseridos no local do balanço obtiveram as seguintes superfícies de influência.

Ao posicionar o trem tipo no balanço na posição “A” obteve-se a superfície de influência apresentada na Figura 33. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados pela Tabela 9.

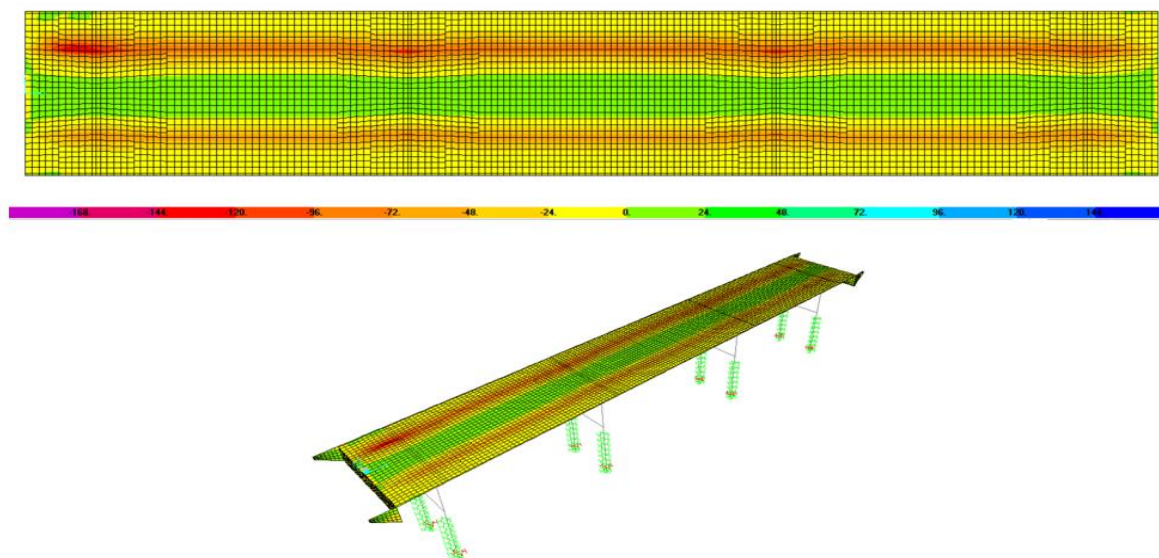


Figura 33 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição A do balanço. Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

A superfície de influência apresentada na Figura 34 refere-se ao trem tipo encontrado no balanço na posição “B”. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados pela Tabela 9.

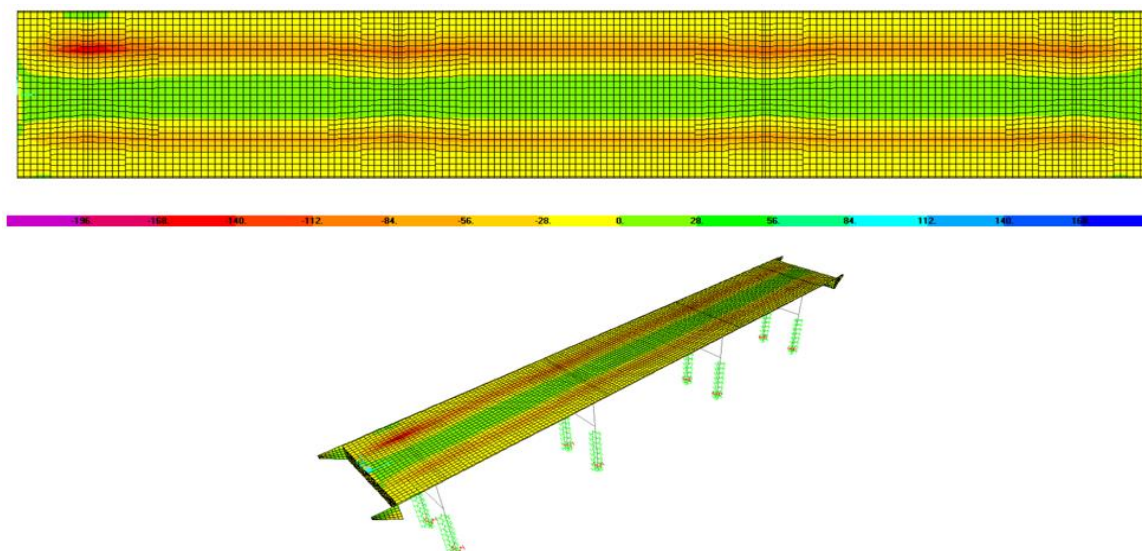


Figura 34 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição B do balanço.
 Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Ao posicionar o trem tipo no balanço na posição “C”, gerou-se a superfície de influência apresentada na Figura 35. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 9.

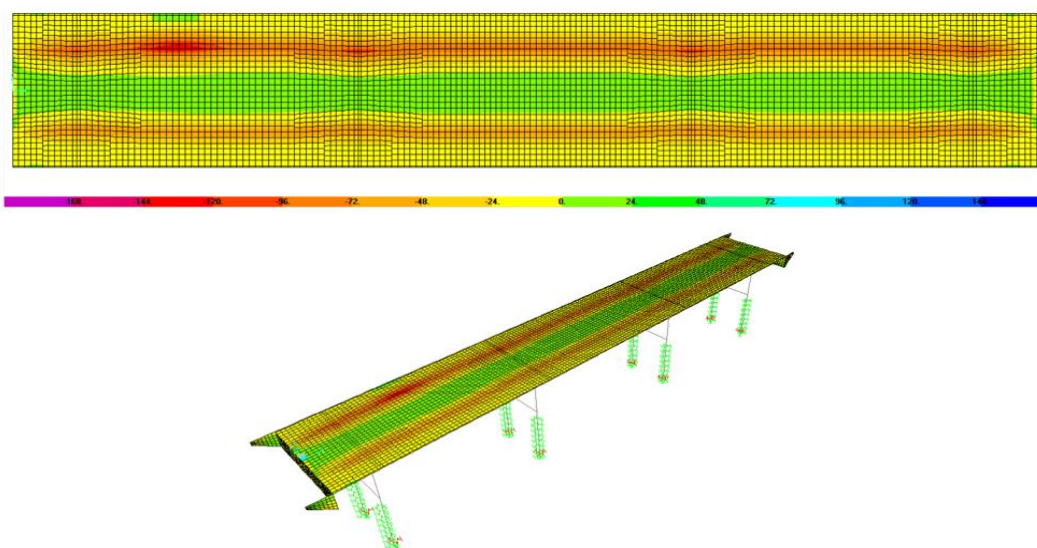


Figura 35 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição C do balanço.
 Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Ao posicionar o trem tipo no balanço na posição “D” obteve-se a superfície de influência apresentada na Figura 36. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 9.

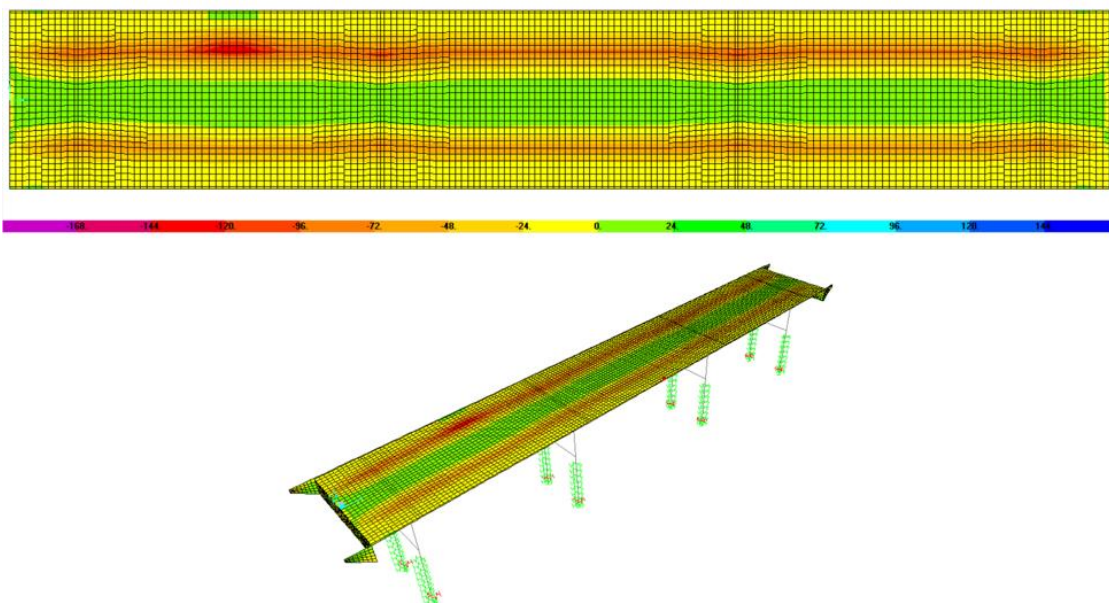


Figura 36 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição D do balanço.
 Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Pela Figura 37, consta-se a superfície de influência gerada ao posicionar o trem tipo no balanço na posição “E”. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 9.

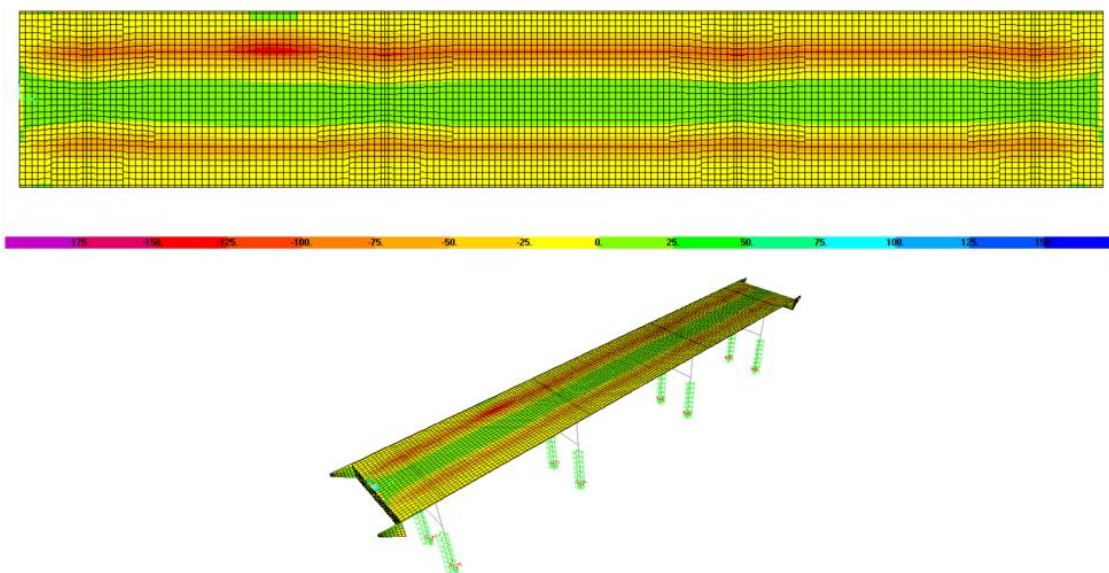


Figura 37 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição E do balanço.
 Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Ao posicionar o trem tipo no balanço na posição “F” obteve-se a superfície de influência apresentada na Figura 38. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 9.

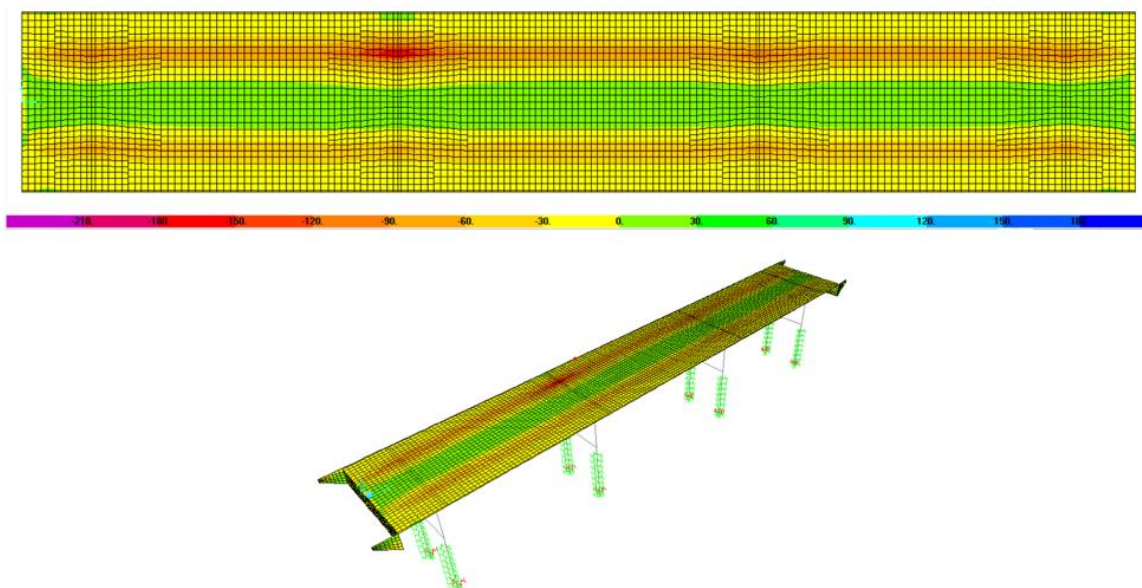


Figura 38 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição F do balanço.
 Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Na Figura 39 observa-se, ao posicionar o trem tipo no balanço na posição “G”, a superfície de influência gerada. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 9.

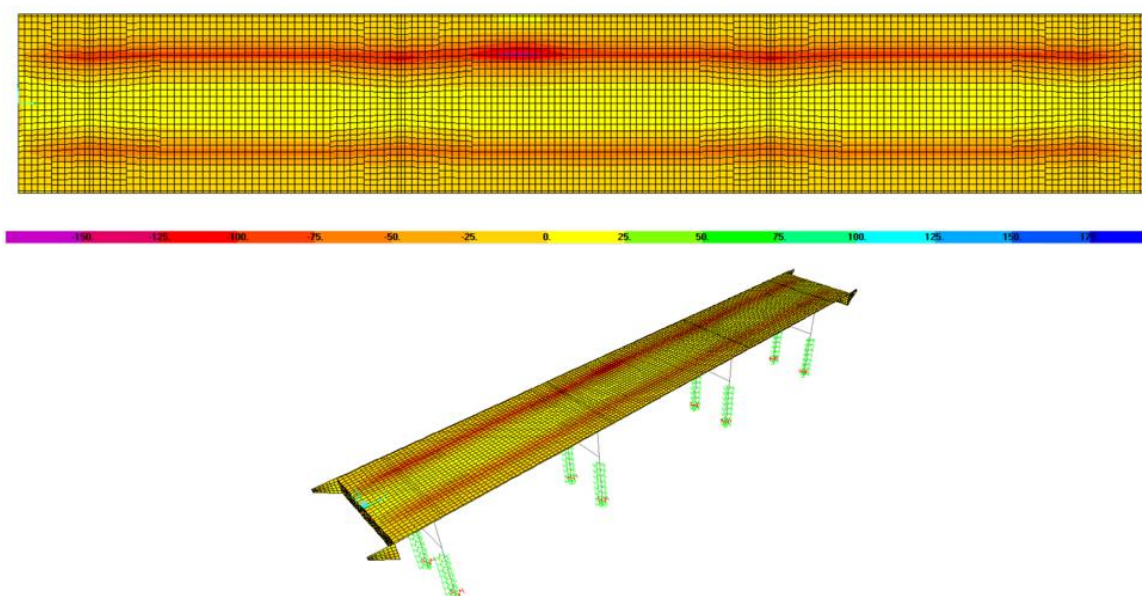


Figura 39 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição G do balanço.
 Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Por final, ao posicionar o trem tipo disposto no balanço na posição “H”, gerou-se a superfície de influência apresentada na Figura 40. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 9.

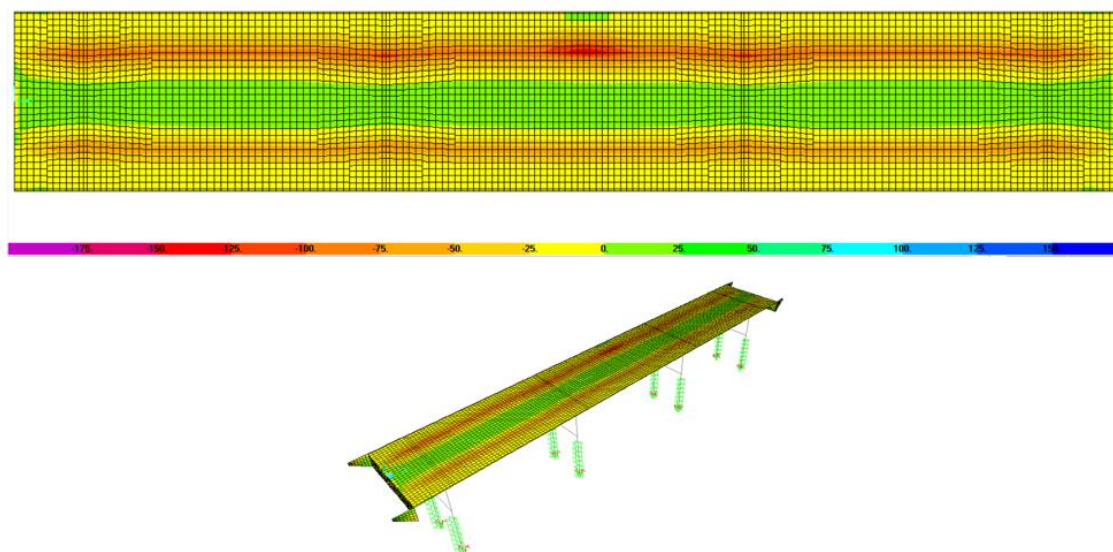


Figura 40 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição H do balanço.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

A Tabela 9 apresenta os valores de momentos máximos positivos e negativos que atuam sobre a laje na ocasião em que o trem-tipo foi posicionado sobre o balanço.

Tabela 8 - Momentos máximos positivos e negativos gerados pelo veículo sobre o balanço (kN.m)

Posição	Momento Positivo Máximo	Momento Negativo Máximo
A	2,03	-130,90
B	1,69	-164,00
C	1,17	-145,38
D	0,91	-144,52
E	0,92	-147,17
F	1,08	-173,58
G	1,34	-143,35
H	1,14	-142,22

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Entretanto, para onde os veículos tipos foram inseridos sobre o meio do vão obtiveram as seguintes superfícies de influência, observados pelas figuras abaixo.

Ao posicionar o trem tipo no vão entre as longarinas na posição “A” obteve-se a superfície de influência apresentada na Figura 41. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 10.

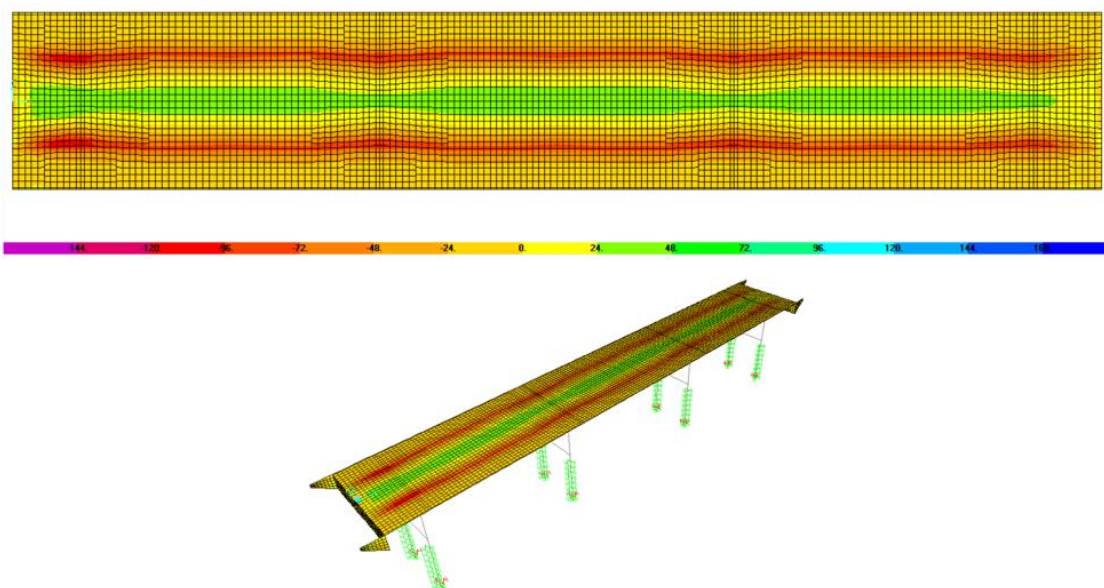


Figura 41 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição A do vão.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

A superfície de influência apresentada na Figura 42 refere-se ao trem tipo encontrado vão entre as longarinas na posição “B”. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 10.

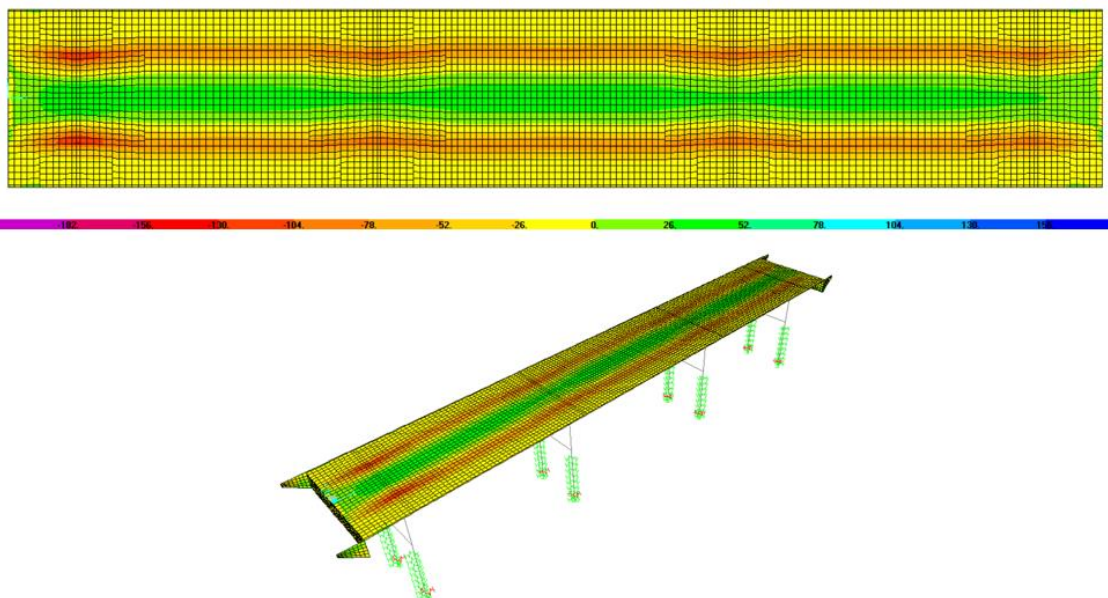


Figura 42 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição B do vão.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Ao posicionar o trem tipo no vão entre as longarinas na posição “C”, gerou-se a superfície de influência apresentada na Figura 43. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 10.

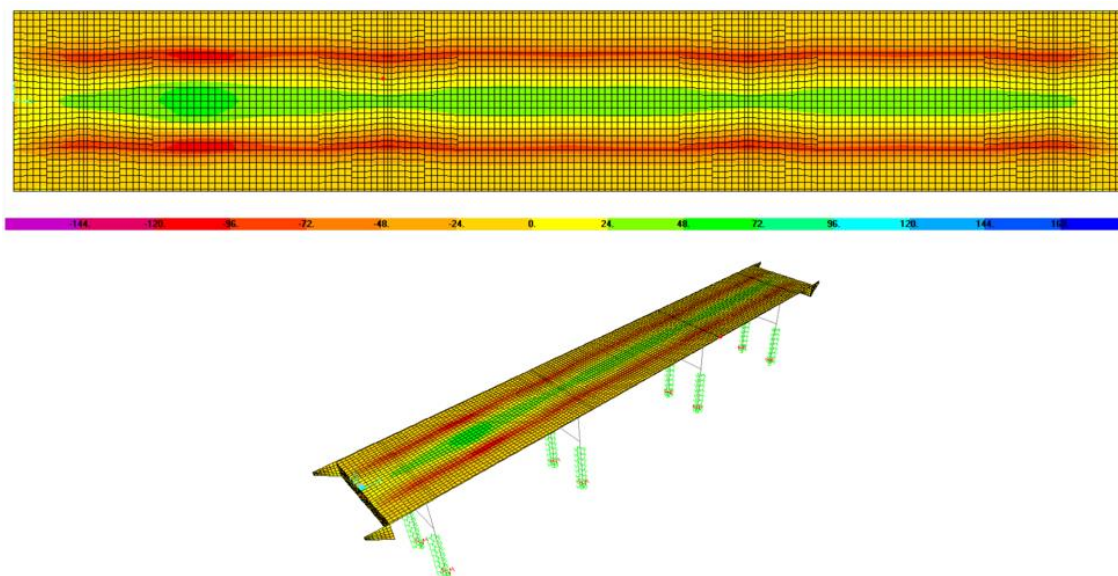


Figura 43 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição C do vão.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Ao posicionar o trem tipo no vão entre as longarinas na posição “D” obteve-se a superfície de influência apresentada na Figura 44. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 10.

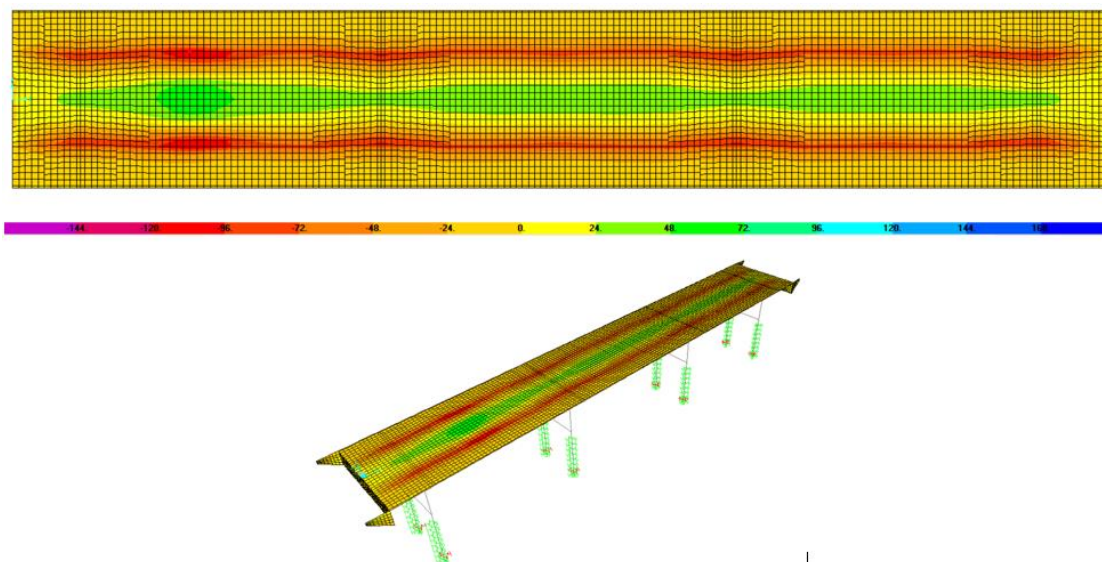


Figura 44 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição D do vão.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Na Figura 45, consta-se a superfície de influência gerada ao posicionar o trem tipo no vão entre as longarinas na posição “E”. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 10.

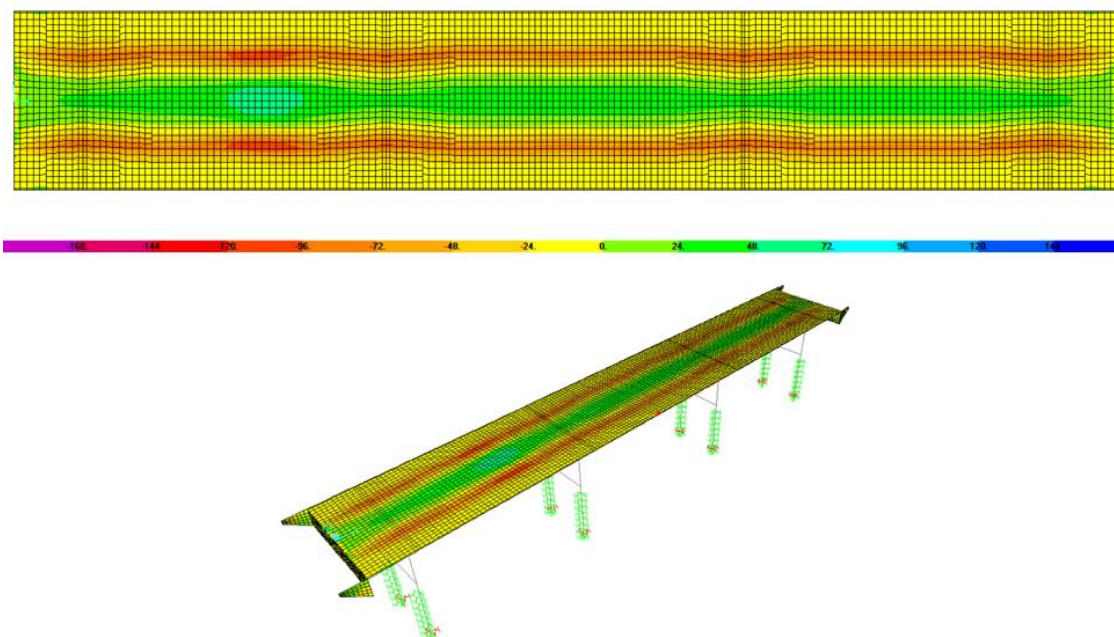


Figura 45 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição E do vão.
 Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Ao posicionar o trem tipo no vão entre as longarinas na posição “F” obteve-se a superfície de influência apresentada na Figura 46. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 10.

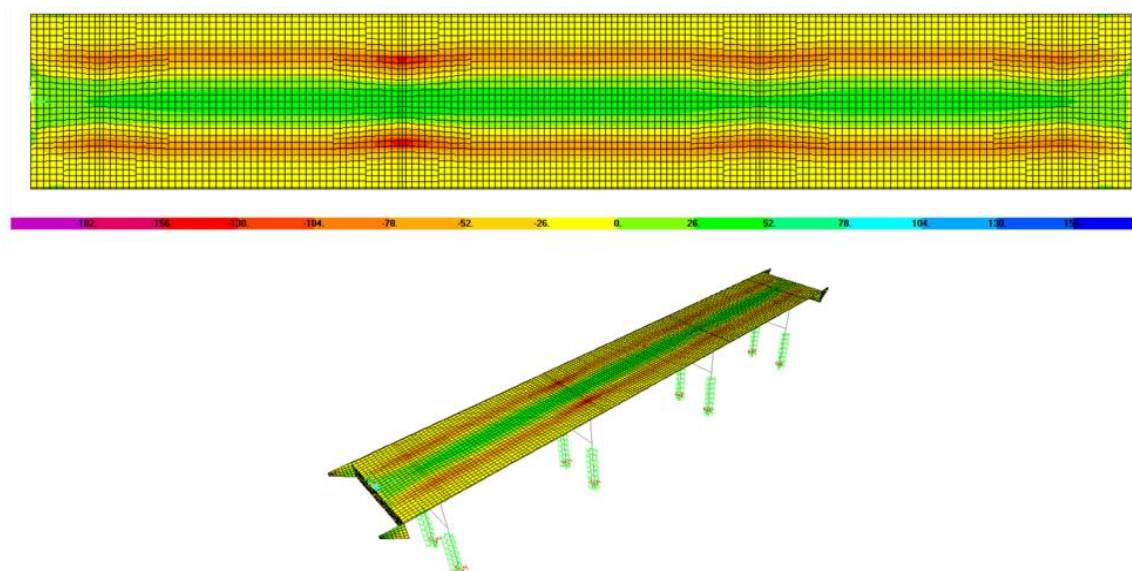


Figura 46 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição F do vão.
 Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Na Figura 47 observa-se, ao posicionar o trem tipo no vão entre as longarinas na posição “G”, a superfície de influência gerada. Em que os seus

valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 10.

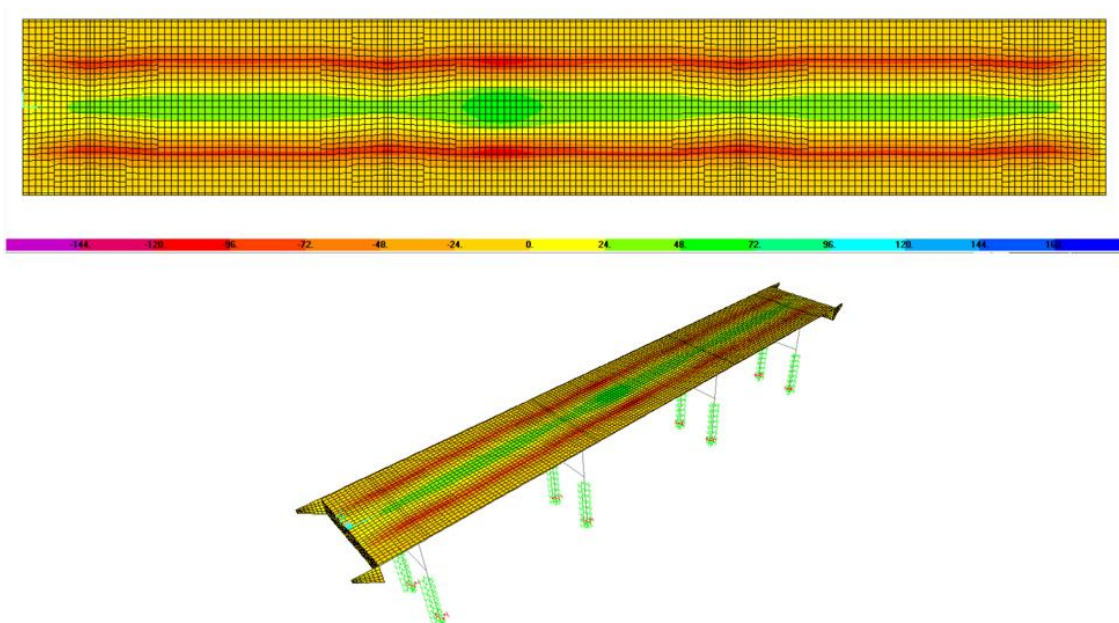


Figura 47 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição G do vão.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Por final, ao posicionar o trem tipo disposto no vão entre as longarinas na posição “H”, gerou-se a superfície de influência representada na Figura 48. Em que os seus valores de momento negativo e positivo máximos estão apresentados na Tabela 10.

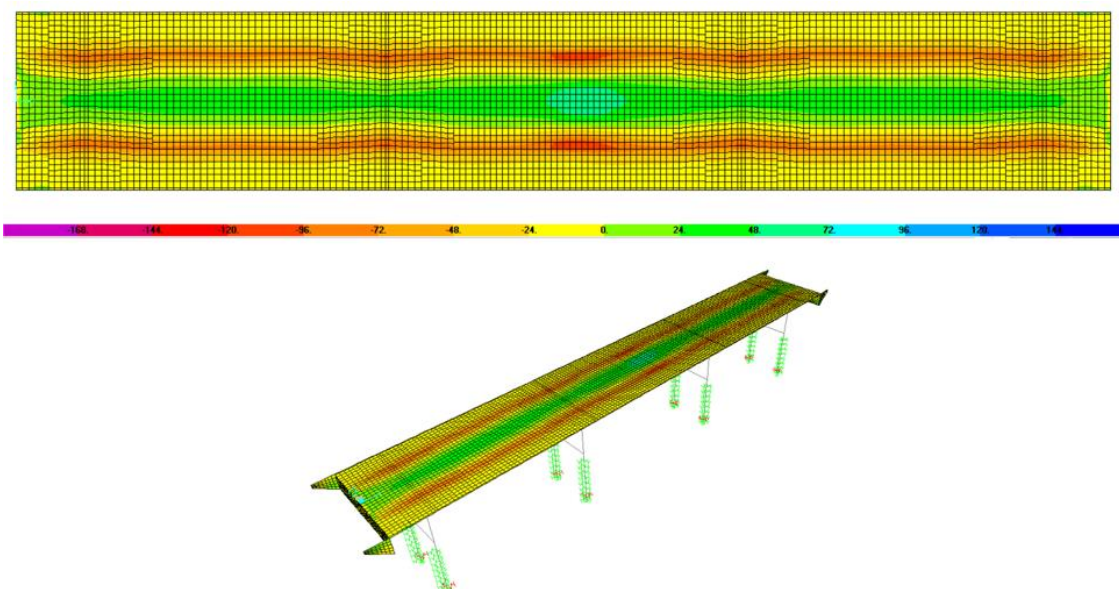


Figura 48 - Superfície de influência gerado pelo trem-tipo na posição H do vão.
Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Para análise, são considerados mais significativos os resultados de momentos fletores solicitantes positivos para a laje central, e momentos fletores solicitantes negativos para o balanço, devido a ao conceito de engaste, onde os momentos negativos são mais influentes.

A Tabela 10 apresenta os valores de momentos máximos positivos e negativos que atuam sobre a laje quando o trem-tipo foi posicionado sobre o meio do vão.

Tabela 9 - Momentos máximos positivos e negativos gerados pelo veículo sobre o meio do vão (kN.m)

Posição	Momento Positivo Máximo	Momento Negativo Máximo
A	45,25	-114,27
B	50,31	-131,71
C	64,66	-121,04
D	64,59	-121,04
E	64,32	-121,08
F	57,80	-137,80
G	66,44	-117,16
H	64,41	-117,25

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

A Tabela 11 apresenta os resultados de momentos máximos solicitantes dos cálculos do método de Rüsç e da modelagem realizada no software SAP2000, processadas automaticamente, para cargas permanentes.

Tabela 10 - Momentos máximos solicitados por ações permanentes correspondentes ao Método de Rüsç e MEF (SAP 2000)

Método	Momento Máximo negativo-balanço (kN.m)	Momento máximo positivo-vão (kN.m)
Método de Rüsç	-46,24	16,97
SAP 2000 – Modelo 1	-65,90	12,72

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Nota-se que para os resultados de cargas permanentes o Modelo 1 do SAP2000, para momentos negativos no balanço, é aproximadamente 30% (por

cento) mais elevado do que no método simplificado (Rüsch). Na laje central, observa-se que os momentos máximos positivos são um pouco mais elevados, chegando a uma diferença de 25%, no cálculo de momento de acordo com as Tabelas de Rüsch.

A Tabela 12 relaciona resultados obtidos através de cálculos e modelos referentes a cargas variáveis (veículo-tipo), apresentando momentos solicitantes máximos positivos e negativos na laje do balanço e central da ponte em estudo.

Tabela 11 - Momentos máximos solicitados por ações variáveis correspondentes ao Método de Rüsch e MEF (SAP 2000)

Método	Momento Máximo negativo-balanço (kN.m)	Momento máximo positivo-vão (kN.m)
Método de Rüsch	-126,99	44,52
SAP 2000 – Modelo 1	-133,08	74,42

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Verifica-se que para os momentos máximos negativos na laje em balanço e na laje central, obteve-se nos resultados do modelo do SAP2000 com cargas automáticas, um percentual cerca de 5% e 40% inferior ao resultado do modelo simplificado de Rüsch, respectivamente.

Na Tabela 13 abaixo, são expostas as comparações entre modelos de cargas aplicadas manualmente e cargas automáticas provenientes do modelo do software SAP2000. Apresenta-se os resultados dos momentos fletores máximos solicitantes sobre a laje em balanço e laje central.

Tabela 12 - Momentos máximos solicitados por ações variáveis correspondentes ao MEF (SAP 2000) para cargas aplicadas manualmente e automaticamente.

Método	Momento Máximo negativo-balanço (kN.m)	Momento máximo positivo-vão (kN.m)
SAP 2000 – Modelo 1	-133,08	74,42
SAP 2000 – Modelo	-173,58	66,44

Fonte: Elaborado pelo autor (2017).

Com relação aos momentos de cargas variáveis dos modelos do SAP2000, percebe-se que para a laje em balanço os momentos de cargas aplicadas manualmente é aproximadamente 23% superior ao momento de cargas aplicadas automaticamente. Na laje central, o percentual de carga superior atua sobre os momentos de cargas automáticas, gerando um momento 10% maior do que o momento das cargas manuais.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objetivo deste trabalho foi a comparação de resultados de momentos fletores solicitantes máximos na laje do modelo de uma ponte para métodos de cálculos diferentes. Sendo eles o método simplificado (Método de Rüschi) e o método dos elementos finitos (Software SAP2000).

Nos modelos gerados pelo software os efeitos das ações geradas a partir de cargas permanentes e variáveis sobre a ponte são mais efetivas devido ao programa trabalhar com base em efeitos de superfície de influência, pois a sua modelagem é feita através da definição das reais rigidezes. Contudo no método de cálculo manual, os esforços são distribuídos através de procedimentos simplificados, onde os estudos são sustentados em uma análise estática de lajes em balanço e um vão de laje central de uma ponte, em que resultam num modelo de bordas com engastamento e rotulações perfeitas.

Para momentos solicitantes de cargas variáveis e permanentes, os resultados do método de Rusch se mostraram inferior quando calculados e comparados com o SAP2000, ou seja, mesmo considerando um modelo de rigidez perfeita e “corrigindo” esse rigidez, o método não se mostra nem conservador quanto a porcentagem de comparação dos seus resultados.

Outro principal objetivo do presente trabalho foi a comparação entre resultados de dois modelos gerados a partir do software SAP2000, para as cargas variáveis. Para a análise da laje em balanço, o resultado de momento máximo retirado a partir do Modelo 2 foi 23% maior que o Modelo 1, porém a localização desses dois resultados foram obtidos sobre a mesma transversina. Para os resultados analisados da laje central, o momento solicitante máximo encontrado a partir do modelo manual foi cerca de 10% menor que o automático, sendo as posições desses resultados as mesmas, localizadas no vão entre transversinas. Isso mostra que apesar da diferença de valores numéricos, os resultados dos momentos solicitantes máximos nos dois modelos (automático e manual) atuam na mesma região da laje.

Para as posições de cargas variáveis inseridas manualmente obteve-se valores máximos superiores ao valor de esforço máximo do modelo de carga variável automática numa frequência de 88% das posições aplicadas na laje em

balanço. Contudo para a laje central, os esforços das cargas manuais foram todos superiores aos esforços das cargas automáticas. Essas diferenças ocorrem devido ao fato da discretização das placas, e da área de influência de as rodas serem consideradas mais precisamente, podendo ser alteradas e discretizadas com mais precisão e seus valores de esforços solicitantes serem mais precisos.

Pode-se concluir, então, que ferramentas com o propósito de gerar esforços mais precisamente podem ser valiosas, tanto no setor de projetos, como em estudos acadêmicos, possibilitando a confecção de um grande número de análises em um tempo viável e possibilitando uma melhor compreensão de diversas situações na análise de estruturas.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para fins de trabalhos futuros, sugere-se que haja uma comparação entre esforços solicitantes de cortante entre os modelos de cargas aplicadas manualmente e modelo de carga aplicada pelo software. Além disso, seria interessante que a modelagem da estrutura no SAP2000 seja modificada, colocando vigas e lajes no mesmo eixo de referência para comparação dos esforços obtidos. Pode-se considerar, também, uma modelagem de ponte esbelta e analisando resultados obtidos da comparação dos modelos de cargas automáticas e cargas manuais.

6 REFERÊNCIAS

AAD. Projetos Consultoria e Engenharia LTDA (Curitiba). Rogério Jun Tanita. **Projeto estrutural da ponte sobre o Rio Serra**. 2015.

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 7188: **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro 2013.

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

AZEVEDO, Álvaro F. M. **Método dos elementos finitos**. 1. Ed. Porto: 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.

EL DEBIS, Mounir Khalil; TAKEYA Toshiaki. **Introdução às pontes de concreto**. Apostila de aula – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

GAMA, Janaína Almeida Bacelar. **Pontes de concreto armado**. Monografia (Engenharia Civil) – Centro Universitário de Brasília 2014.

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

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

O'CONNOR, C. **Pontes-superestruturas**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, c1976. 2.v.

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

ROCHA, Bruna Kirch Nienkötter. **Projeto da superestrutura de uma ponte utilizando vigas mistas pré-fabricadas**. Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina 2015.

STUCCHI, F. R. **Pontes e grandes estruturas**. Apostila. Escola Politécnica, Departamento de estruturas e fundações, São Paulo, 2006.

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

SERAPIÃO, Mariana Silva; KHOURI, Gustavo Elias. **Desenvolvimento de aplicativo para avaliação dos esforços em lajes**. 15º CONGRESSO NACIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA. Ribeirão Preto: UNAERP, 2015.

SZILARD, Rudolph. **Theories and applications of plate analysis**. Hoboken: Jhon Wiley & Sons, 2004.

TARDIVO, Fabricio Gustavo. **Estudo de esquemas estruturais e modelagem de tabuleiro de pontes esconsas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

ZIENKIEWICZ, O. C. **El metodo de los elementos finitos**. Barcelona: Reverté, 2007.

ANEXO A

TABELAS DE RÜSCH, N° 1, 21, 98.

Nr.			$l_y/l_x = \infty$		Fahrtrichtung		Gleichlast über die ganze Platte		$M = k \cdot g \cdot l_x^2$ g oder p in t/m ² ; l_x in m								
	l_x/a	l_y/a	Brückenklasse 30t bis 60t				Raddruck des SLW von 1,0t				Gleichlast um SLW von 1 t/m ²						
		M _{xx} in Plattenmitte				M _{yy} in Plattenmitte				für alle Werte t/a							
		1/a				1/a				1/a							
		0,250	0,50	1,0	1,0	0,250	0,50	1,0	1,0	0,250	0,50	1,0	1,0	P	P'	P	P'
0,50	0,200	0,170	0,112	0,085	0,065	0,155	0,095	0,069	0,028	0,095	0,069	0,028	0,028	—	—	—	—
1,00	351	300	237	176	156	223	156	110	0,63	223	156	0,63	0,63	—	—	—	—
1,50	431	400	351	305	305	267	220	160	118	267	220	118	118	0,10	23	0,02	0,07
2,00	52	491	461	421	421	322	263	228	179	322	263	179	179	25	40	0,4	12
2,50	62	59	56	53	53	382	338	290	253	382	338	253	253	58	96	10	24
3,00	72	69	67	63	63	457	408	361	323	457	408	323	323	1,00	1,35	17	40
4,00	0,87	0,85	0,82	0,80	0,80	0,58	0,53	0,472	0,433	0,58	0,53	0,433	0,433	2,20	2,85	37	1,03
5,00	0,99	0,98	0,95	0,93	0,93	69	64	58	53	69	64	53	53	3,46	5,65	58	2,03
6,00	1,08	1,07	1,04	1,02	1,02	77	73	66	62	77	73	62	62	4,70	8,00	78	3,06
7,00	1,15	1,14	1,11	1,10	1,10	84	80	73	70	84	80	70	70	5,75	11,80	92	4,34
8,00	1,20	1,19	1,17	1,15	1,15	90	86	80	76	90	86	76	76	6,90	16,40	1,29	6,28
9,00	1,24	1,23	1,21	1,20	1,20	96	91	85	82	96	91	82	82	8,00	22,10	1,30	8,25
10,00	1,27	1,26	1,24	1,23	1,23	1,02	1,02	0,95	0,87	1,02	0,95	0,87	0,87	9,12	28,70	1,46	10,67

Nr.			$l_y/l_x = \infty$		Fahrtrichtung		Gleichlast über die ganze Platte		$M = k \cdot g \cdot l_x^2$ g oder p in t/m ² ; l_x in m								
	l_x/a	l_y/a	Brückenklasse 3t bis 12t				Hinterraddruck des LKW von 1,0t				Gleichlast um LKW von 1 t/m ²						
		M _{xx} in Plattenmitte				M _{yy} in Plattenmitte				für alle Werte t/a							
		1/a				1/a				1/a							
		0,250	0,50	1,0	1,0	0,250	0,50	1,0	1,0	0,250	0,50	1,0	1,0	P	P'	P	P'
0,50	0,183	0,025	0,144	0,094	0,045	0,155	0,004	0,095	0,008	0,155	0,004	0,095	0,008	—	—	—	—
1,00	273	0,60	193	0,41	0,110	196	0,07	124	0,18	196	0,07	124	0,18	—	—	—	—
1,50	315	0,50	244	0,52	1,30	245	0,30	182	0,38	245	0,30	182	0,38	0,20	0,08	0,03	0,01
2,00	335	0,78	292	0,79	1,66	284	0,68	227	0,64	284	0,68	227	0,64	40	15	0,07	0,03
2,50	366	1,16	336	1,16	2,12	319	0,99	264	0,93	319	0,99	264	0,93	73	37	12	0,6
3,00	400	1,62	370	1,62	2,65	354	1,28	296	1,23	354	1,28	296	1,23	90	21	18	1,8
4,00	0,463	0,237	0,436	0,237	0,346	0,415	0,179	0,352	0,176	0,415	0,179	0,352	0,176	2,20	2,60	39	62
5,00	52	300	493	299	406	464	224	399	221	464	224	399	221	3,36	4,91	65	1,25
6,00	56	348	54	345	452	452	430	50	264	443	260	355	268	4,60	8,10	91	2,18
7,00	60	386	58	385	490	466	466	53	299	481	296	391	302	5,60	11,80	1,15	3,38
8,00	62	418	61	416	52	52	50	56	332	51	327	424	334	6,44	16,60	1,35	5,09
9,00	64	446	63	444	54	54	52	69	361	55	356	454	361	7,20	22,10	1,55	6,98
10,00	0,65	0,470	0,64	0,468	0,55	0,61	0,389	0,57	0,381	0,482	0,386	0,413	0,363	8,05	28,48	1,76	9,37

Nr. 98

$I_y / I_x = \infty$ $I_y / I_x = \infty$ $I_y / I_x = \infty$

Gleichlast über die ganze Platte
Für M_{Max} $k = -0,50$
Für M_{Myr} $k = 0$

$M = k \cdot g \cdot l_x^2$
 g oder p in t/m^2 ; l_x in m

Brückenklasse 30t bis 60t

Raddruck des SLW von 1,0t

Gleichlast um SLW von $1 t/m^2$

l_x / a	— M_{Max} in Randmitte												— M_{Max} Myr											
	0,125				0,50				1,0				0,125				0,50				1,0			
	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'
0,125	0,070	—	0,060	—	0,100	0,100	0,040	0,170	0,100	0,060	0,100	0,100	0,060	0,100	0,100	0,060	0,100	0,100	0,060	0,100	0,100	0,060	0,100	
0,25	155	—	145	—	130	130	050	235	130	065	130	130	065	130	130	065	130	130	065	130	130	065	130	
0,375	250	—	230	—	210	210	105	315	186	100	186	186	100	186	186	100	186	186	100	186	186	100	186	
0,50	350	—	330	—	300	300	185	375	239	130	239	239	130	239	239	130	239	239	130	239	239	130	239	
0,625	447	—	432	—	385	385	267	425	287	160	287	287	160	287	287	160	287	287	160	287	287	160	287	
0,75	56	—	55	—	485	485	390	450	320	190	320	320	190	320	320	190	320	320	190	320	320	190	320	
1,00	0,72	—	0,71	—	0,63	0,63	0,56	0,52	0,365	0,250	0,365	0,365	0,250	0,365	0,365	0,250	0,365	0,365	0,250	0,365	0,365	0,250	0,365	
1,25	83	—	82	—	75	75	68	58	445	307	445	445	307	445	445	307	445	445	307	445	445	307	445	
1,50	92	0,130	91	0,120	84	0,100	79	0,100	64	0,013	50	0,013	50	0,013	50	0,013	50	0,013	50	0,013	50	0,013	50	
1,75	99	260	98	240	92	200	87	200	70	0,026	55	0,026	55	0,026	55	0,026	55	0,026	55	0,026	55	0,026	55	
2,00	1,04	390	1,03	362	98	305	94	300	77	0,036	60	0,040	60	0,040	60	0,040	60	0,040	60	0,040	60	0,040	60	
2,25	1,07	53	1,07	485	1,03	410	1,00	400	82	0,050	65	0,054	65	0,054	65	0,054	65	0,054	65	0,054	65	0,054	65	
2,50	1,10	0,65	1,09	0,61	1,07	0,51	1,04	0,495	0,87	0,063	0,69	0,067	0,56	0,067	0,56	0,067	0,56	0,067	0,56	0,067	0,56	0,067	0,56	

für alle Werte t/a

Brückenklasse 3t bis 12t

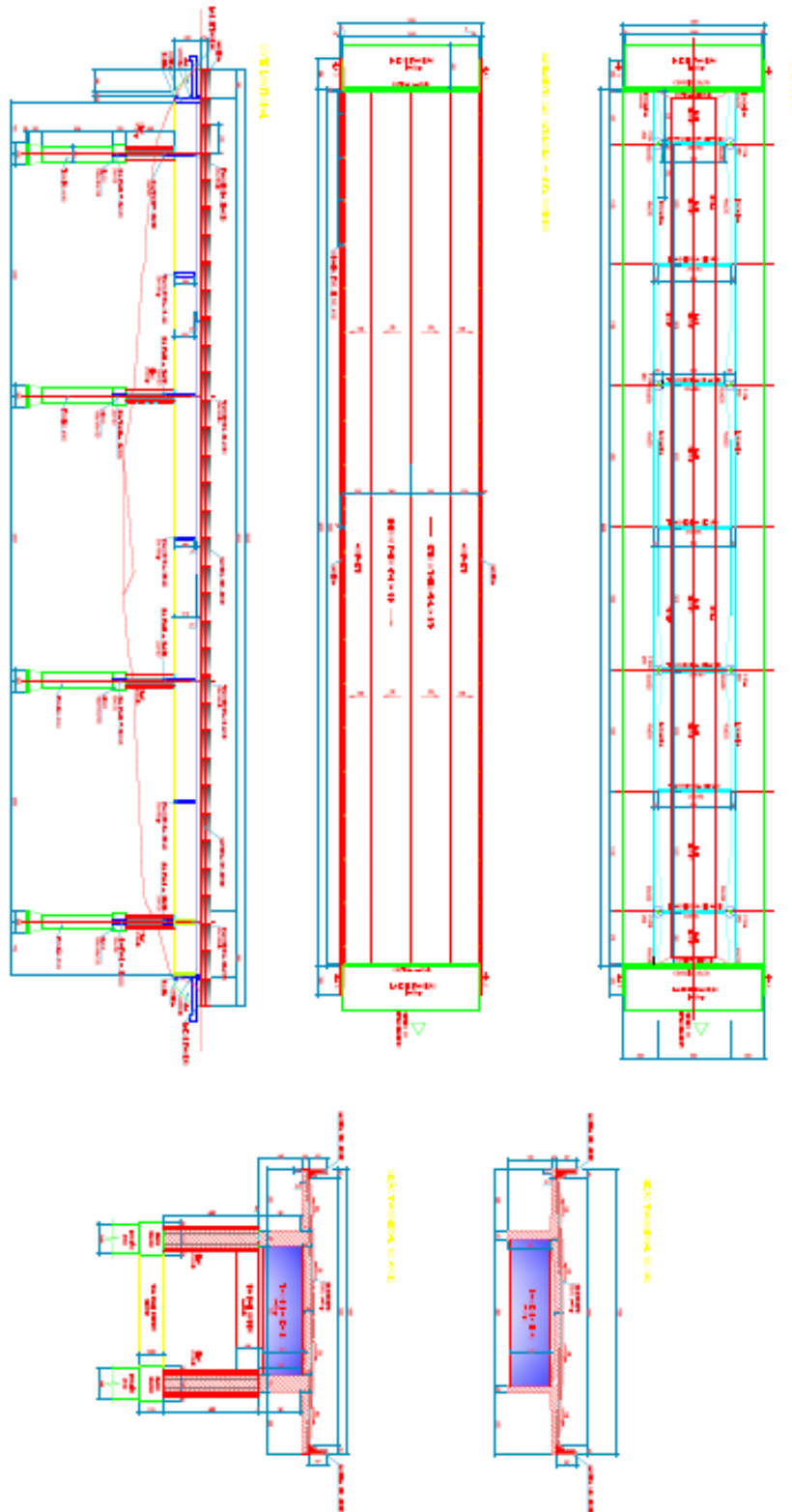
Hinterraddruck des LKW von 1,0t

Gleichlast um LKW von $1 t/m^2$

l_x / a	— M_{Max} in Randmitte												— M_{Max} Myr											
	0,125				0,50				1,0				0,125				0,50				1,0			
	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'	L	L'
0,125	0,070	—	0,060	—	0,060	—	0,060	—	0,140	—	0,070	—	0,030	—	0,030	—	0,010	—	0,010	—	0,010	—	0,010	
0,25	155	—	145	—	130	—	130	—	235	—	130	—	065	—	065	—	012	—	012	—	012	—	012	
0,375	250	—	230	—	210	—	210	—	315	—	186	—	100	—	100	—	020	—	020	—	020	—	020	
0,50	350	—	330	—	300	—	300	—	375	—	239	—	130	—	130	—	040	—	040	—	040	—	040	
0,625	447	—	432	—	385	—	385	—	425	—	287	—	160	—	160	—	052	—	052	—	052	—	052	
0,75	56	—	55	—	485	—	485	—	450	—	320	—	190	—	190	—	060	—	060	—	060	—	060	
1,00	0,72	—	0,71	—	0,63	—	0,56	—	0,52	—	0,365	—	0,250	—	0,250	—	0,135	—	0,135	—	0,135	—	0,135	
1,25	83	—	82	—	75	—	68	—	58	—	445	—	307	—	307	—	190	—	190	—	190	—	190	
1,50	92	0,130	91	0,120	84	0,100	79	0,100	64	0,013	50	0,013	50	0,013	50	0,013	350	0,013	350	0,013	350	0,013	350	
1,75	99	260	98	240	92	200	87	200	70	0,026	55	0,026	55	0,026	55	0,026	415	0,026	415	0,026	415	0,026	415	
2,00	1,04	390	1,03	362	98	305	94	300	77	0,036	60	0,040	60	0,040	60	0,040	465	0,040	465	0,040	465	0,040	465	
2,25	1,07	53	1,07	485	1,03	410	1,00	400	82	0,050	65	0,054	65	0,054	65	0,054	52	0,054	52	0,054	52	0,054	52	
2,50	1,10	0,65	1,09	0,61	1,07	0,51	1,04	0,495	0,87	0,063	0,69	0,067	0,56	0,067	0,56	0,067	0,410	0,067	0,410	0,067	0,410	0,067	0,410	

für alle Werte t/a

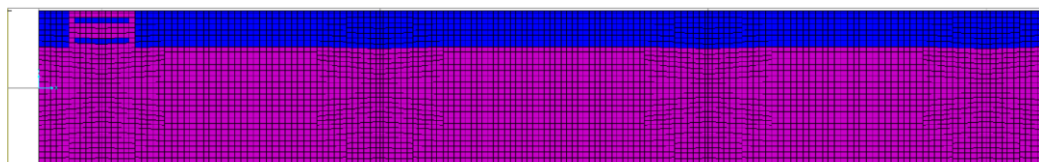
ANEXO B



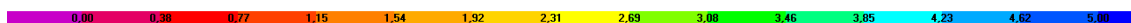
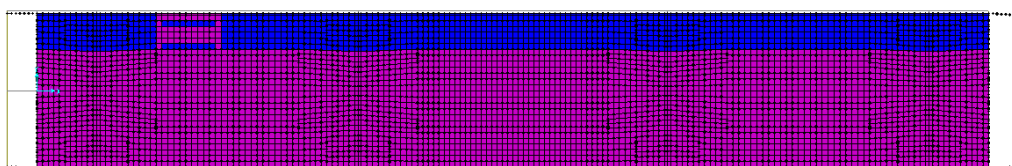
ANEXO C

As posições das cargas aplicadas no SAP2000 são:

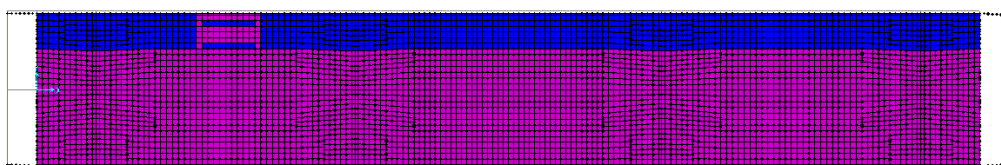
Posição B, situa-se sobre a primeira transversina:



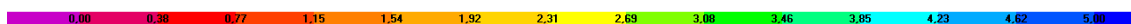
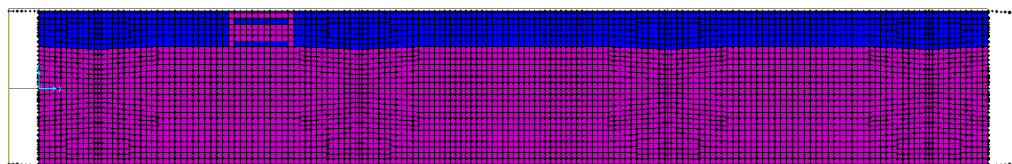
Posição C, situa-se há um terço (1/3) do vão entre as transversinas:



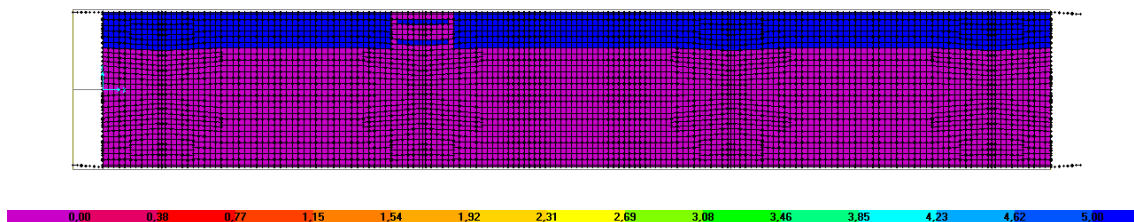
Na posição D, encontra-se no centro entre as transversinas:



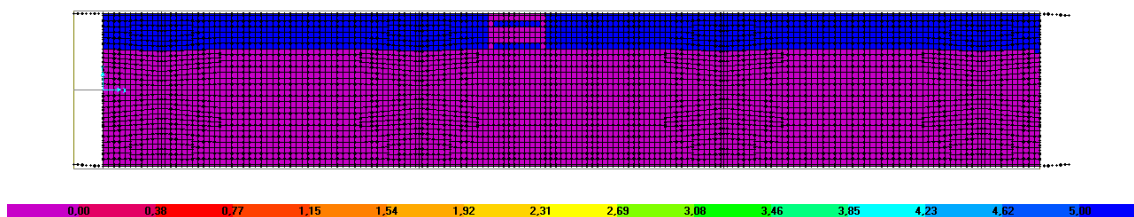
Na posição E, situa-se há dois terços do vão entre as transversinas:



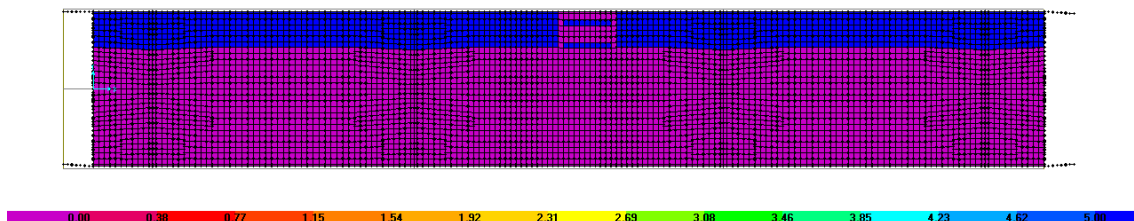
Na posição F, dispõe-se sobre a segunda transversina:



Na posição G, localiza-se há um quarto (1/4) da segunda transversina:



E por final, na posição H, encontra-se no centro entre a segunda e terceira transversinas:

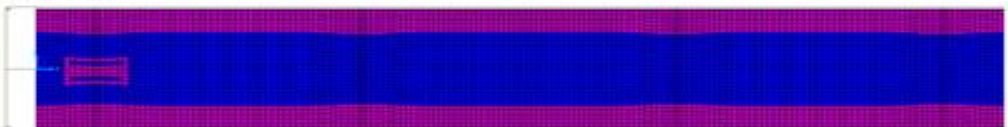


Sendo as mesmas posições sobre a extensão da ponte para os veículos-tipo inseridos no meio do vão entre as longarinas. Como apresentado na próxima imagem:

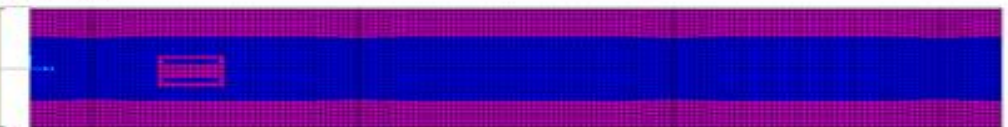
Posição A



Posição B



Posição C



Posição D



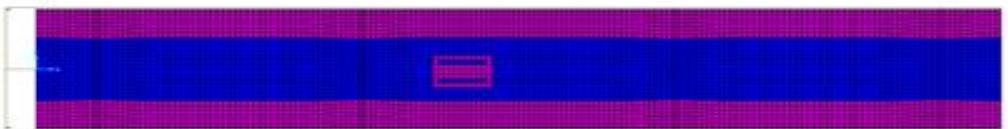
Posição E



Posição F



Posição G



Posição H

