

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

EDUARDO DOS SANTOS PIO

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA SOBRE OS
ESFORÇOS INTERNOS EM UMA LONGARINA DE UMA PONTE RODOVIÁRIA
EM CONCRETO ARMADO**

**Alegrete
2015**

EDUARDO DOS SANTOS PIO

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA SOBRE OS
ESFORÇOS INTERNOS EM UMA LONGARINA DE UMA PONTE RODOVIÁRIA
EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal do Pampa, como
requisito parcial para obtenção do Título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: André Lübeck

Coorientador: Alisson Simonetti Milani

**Alegrete
2015**

Ficha catalográfica elaborada automaticamente com os dados fornecidos
pelo(a) autor(a) através do Módulo de Biblioteca do
Sistema GURI (Gestão Unificada de Recursos Institucionais).

P662a PIO, EDUARDO DOS SANTOS

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA SOBRE
OS ESFORÇOS INTERNOS EM UMA LONGARINA DE UMA PONTE
RODOVIÁRIA EM CONCRETO ARMADO / EDUARDO DOS SANTOS PIO.
110 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) --
Universidade Federal do Pampa, ENGENHARIA CIVIL, 2015.
"Orientação: André Lübeck".

1. Interação Solo-Estrutura. 2. Concreto Armado. 3.
Longarina. 4. Ponte. 5. Solo. I. Título.

EDUARDO DOS SANTOS PIO

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA SOBRE OS
ESFORÇOS INTERNOS EM UMA LONGARINA DE UMA PONTE RODOVIÁRIA
EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal do Pampa, como
requisito parcial para obtenção do Título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 7 de Julho de 2015.

Banca examinadora:



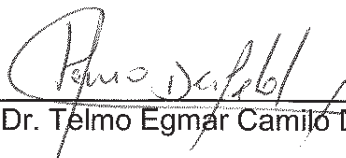
Prof. Me. André Lübeck
Orientador
UNIPAMPA



Prof. Me. Alisson Simonetti Milani
Coorientador
UNIPAMPA



Prof. Me. Magnos Baroni
UFSM



Prof. Dr. Telmo Egmar Camilo Deifeld

Dedico este trabalho a Deus, por permitir
à vida conquistas através do saber.

AGRADECIMENTO

Aos professores André Lübeck e Alisson Simonetti Milani pelo suporte.

A Dona Lena e Seu Chico (*in memoriam*), pelo apoio incondicional.

A Universidade, pela oportunidade de fazer o curso.

A todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu obrigado.

“Não existe um caminho para a felicidade.
A felicidade é o caminho”.

Mahatma Gandhi

RESUMO

O presente trabalho trata da obtenção e comparação dos esforços internos em uma longarina de uma ponte rodoviária em concreto armado levado em consideração ou não a interação solo-estrutura. A comparação abrange o método manual convencional apresentado por Spernau ([19--]) e da modelagem da estrutura em um software de análise estrutural baseado no método dos elementos finitos (SA2000 V12). É realizada uma revisão bibliográfica sobre os trabalhos desenvolvidos na área de interação solo-estrutura e sobre os métodos para a obtenção de parâmetros de caracterização do solo para estes modelos. Por se tratar de uma simulação, os parâmetros do solo adotados foram os da cidade de Alegrete-RS. Neste caso a ponte estaria assentada sobre fundações superficiais do tipo sapata isolada. Os valores numéricos obtidos tiveram o intuito de identificar as alterações de esforços ao se considerar a deformabilidade do solo. Os resultados obtidos neste trabalho não mostraram a influência da consideração da interação solo-estrutura sobre os esforços interno das longarinas, uma vez que ao comparar os resultados dos esforços obtidos com e sem a interação solo-estrutura não tiveram significativas mudanças, provavelmente em função do isolamento provocado pelos aparelhos de apoio presentes no topo dos pilares da ponte.

Palavras-Chave: ponte em concreto armado, interação solo-estrutura, método dos elementos finitos.

ABSTRACT

The present work deals with the collection and comparison of internal efforts in a stringer of a road bridge in reinforced concrete considered whether or not the soil-structure interaction. The comparison covers the conventional manual method presented by Spernau ([19--]) and structure modeling in a software structural analysis based on the finite element method (SA2000 V12). A literature review was made on the work undertaken in the area of soil-structure interaction and on the methods of obtaining soil characterization parameters for these models. As a simulation, the soil parameters adopted were those of the city of Alegrete-RS. In this case the bridge would be placed on surface of the shoe type isolated foundations. The numerical values obtained had the purpose of identifying changes in efforts to consider the soil deformability. The results obtained in this work showed the influence of soil-structure interaction consideration about internal efforts of the stringers, once to compare the results obtained with and without efforts to soil-structure interaction did not have significant changes, probably as a result of the isolation caused by the support devices present on top of the column of the bridge.

Keywords: bridge in reinforced concrete, soil-structure interaction, finite element method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ilustração dos elementos constituintes das pontes	22
Figura 2 – Ilustração de ponte em viga	23
Figura 3 – Guarda-copos metálico	23
Figura 4 – Ilustração dos tipos de passeio segundo o nível da pista	24
Figura 5 – Barreira pré-moldada	24
Figura 6 – Ilustração do elemento estrutural ala e cortina.....	26
Figura 7 – Fundações superficiais - blocos	27
Figura 8 – Fundações superficiais – sapatas	28
Figura 9 – Fundação tipo tubulão.....	29
Figura 10 – Disposição das cargas estáticas (TB-450).....	31
Figura 11 - Modelos para representação do sistema geotécnico	35
Figura 12 – Coeficiente de reação vertical determinado pela razão entre pressão e deslocamento através do modelo de Winkler.....	36
Figura 13 - Valor médio do SPT dentro do bulbo de pressões.....	42
Figura 14 - Correlações entre kv e resultados do SPT.....	44
Figura 15 – Estrutura em barras.....	50
Figura 16 – Seção transversal da ponte.....	52
Figura 17 – Modelo implementado no <i>software</i> SAP2000 com apoios rígidos	55
Figura 18 – Modelo implementado no <i>software</i> SAP2000 com apoios flexíveis	56
Figura 19 – Simplificação para o carregamento móvel permitida pela NBR 7188.....	57
Figura 20 - Superfície de influência para o momento fletor a dois metros do apoio esquerdo	58
Figura 21 - Superfície de influência para cortante a dois metros após o apoio esquerdo	58
Figura 22 – Fluxograma de obtenção dos esforços internos.....	61
Figura 23 – Cargas aplicadas na longarina (permanentes).....	63
Figura 24 – Cargas variáveis do Trem-Tipo C30 aplicadas na longarina.....	63
Figura 25 - Diagrama de Momento Fletor (cargas permanentes).....	65
Figura 26 - Diagrama de Esforços Cortante (cargas permanentes).....	65
Figura 27 - Diagrama de Momento Fletor (Trem-Tipo C30).....	66
Figura 28 - Diagrama de Esforços Cortante Máximos e Mínimos (Trem-Tipo C30).66	

Figura 29 – Carga distribuída aplicada ao longo do comprimento da longarina nas lajes em balanço no valor de 7,9 KN/m (permanente).....	70
Figura 30 – Carga concentrada nas extremidades dos balanços no valor de 125,4 KN (permanente).....	71
Figura 31 – Carga concentrada aplicada por nó em toda a ponte no valor de 0,83 KN, 1,22 KN (permanente).....	72
Figura 32 - Diagrama de Momento Fletor (cargas permanentes).....	73
Figura 33 - Diagrama de Esforços Cortante (cargas permanentes).....	73
Figura 34 - Diagrama de Momento Fletor Máximo Positivo (Trem-Tipo C30)	74
Figura 35 - Diagrama de Momento Fletor Máximo Negativo (Trem-Tipo C30).....	74
Figura 36 - Diagrama de Esforços Cortantes Máximos e Mínimos (Trem-Tipo C30)	75
Figura 37 - Superfície de influência para o máximo momento positivo e negativo....	76
Figura 38 - Superfície de influencia para o máximo cortante a esquerda do apoio...	76
Figura 39 - Superfície de influencia para o máximo cortante a direita do apoio	77
Figura 40 - Diagrama de Momento Fletor (cargas permanentes).....	81
Figura 41 - Diagrama de Esforços Cortantes (cargas permanentes)	81
Figura 42 - Diagrama de Momento Fletor Máximo Positivo (Trem-Tipo C30)	82
Figura 43 - Diagrama de Momento Fletor Máximo Negativo (Trem-Tipo C30).....	82
Figura 44 - Diagrama de Esforços Cortantes Máximos e Mínimos (Trem-Tipo C30)	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores típicos do coeficiente de recalque vertical K_s^1 em kgf/cm^3 (TERZAGHI, 1955).....	37
Tabela 2 – Valores de K_s (MORAES, 1976).....	37
Tabela 3 – Valores de K_s (ACI, 1988)	38
Tabela 4 - Fator de Influência I_w para sapatas rígidas e flexíveis.....	39
Tabela 5 - Valores típicos para o módulo de elasticidade do solo.....	41
Tabela 6 – Valores sugeridos para o coeficiente de Poisson do solo	41
Tabela 7 - Valores de K_v (MORRISON, 1993).....	43
Tabela 8 - Valores da constante do coeficiente de reação horizontal - ηh (kgf/cm^3) para areia ou argila normalmente adensada.....	47
Tabela 9 – Valores de m (tf/m^4) para argila.....	48
Tabela 10 – Valores de m (tf/m^4) para areia.....	48

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Momentos Fletores (Cálculo Manual).....	68
Quadro 2 - Esforços Cortantes (Cálculo Manual).....	69
Quadro 3 - Momentos Fletores (MEF apoios rígidos)	78
Quadro 4 - Esforços Cortantes (MEF apoios rígidos).....	79
Quadro 5 - Momentos Fletores (MEF apoios flexíveis)	84
Quadro 6 - Esforços Cortantes (MEF apoios flexíveis)	85
Quadro 7 - Momentos Fletores de Cálculo (Cálculo Manual x MEF Rígido)	87
Quadro 8 - Momentos Fletores de Utilização (Cálculo Manual x MEF Rígido)	88
Quadro 9 - Momentos Fletores de Utilização (Cálculo Manual x MEF Rígido)	89
Quadro 10 - Esforços Cortantes de Cálculo (Cálculo Manual x MEF Rígido)	91
Quadro 11 - Esforços Cortantes de Utilização (Cálculo Manual x MEF Rígido).....	92
Quadro 12 - Esforços Cortantes de Utilização (Cálculo Manual x MEF Rígido).....	93
Quadro 13 - Momentos Fletores de Cálculo (MEF Rígido x MEF Flexível).....	95
Quadro 14 - Momentos Fletores de Utilização (MEF Rígido x MEF Flexível)	96
Quadro 15 - Momentos Fletores de Utilização (MEF Rígido x MEF Flexível)	97
Quadro 16 - Esforços Cortantes de Cálculo (MEF Rígido x MEF Flexível)	99
Quadro 17 - Esforços Cortantes de Utilização (MEF Rígido x MEF Flexível).....	100
Quadro 18 - Esforços Cortantes de Utilização (MEF Rígido x MEF Flexível).....	101

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<i>ISE</i>	Interação Solo-Estrutura;
<i>MEF</i>	Método dos Elementos Finitos;
<i>DNER</i>	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem;
<i>ABNT</i>	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
<i>NBR</i>	Norma Brasileira;
<i>kN</i>	Quilonewtons;
<i>CIV</i>	Coeficiente de Impacto Vertical;
<i>CNF</i>	Coeficiente do Número de faixas;
<i>CIA</i>	Coeficiente de Impacto Adicional;
<i>TB</i>	Trem tipo rodoviário Brasileiro;
<i>Liv</i>	Vão, em metros, conforme o tipo de estrutura (vãos contínuos);

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 Contextualização da pesquisa.....	17
1.2 Contextualização do problema da pesquisa.....	19
1.3 Objetivos	20
1.3.1 Objetivo geral	20
1.3.2 Objetivos específicos.....	20
1.4 Justificativa.....	20
1.5 Estrutura do trabalho	21
2 CONCEITOS GERAIS E REVISÃO DE LITERATURA	22
2.1 Obras de artes especiais.....	22
2.2 Pontes em viga.....	23
2.2.1 Elementos estruturais da superestrutura.....	23
2.2.2 Elementos estruturais da mesoestrutura	26
2.2.3 Elementos estruturais da infraestrutura.....	27
2.3 Ações em pontes e viadutos	29
2.4 A interação solo-estrutura	33
2.4.1 Modelos discretos para representação do solo	34
2.4.2 Coeficiente de reação vertical para sapatas e tubulões	35
2.4.3 Coeficiente de reação horizontal para sapatas e tubulões	46
2.5 O Método dos elementos finitos	48
2.5.1 <i>Software</i> comercial SAP2000.....	50
3 METODOLOGIA.....	52
3.1 Modelo de ponte rodoviária e materiais empregados.....	52
3.2 Características geotécnicas do solo e fundação empregada	53
3.2.1 Coeficiente de reação vertical (K_Y) e horizontal (K_{h_x} e K_{h_z})	53
3.3 Idealização estrutural	54
3.3.1 Carregamentos.....	56
3.3.2 Combinações das ações	59
3.4 Metodologia para análise da interação solo-estrutura.....	60

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	62
4.1 Cálculo manual convencional.....	62
4.2 Cálculo pelo método dos elementos finitos	70
4.2.1 Apoios rígidos.....	70
4.2.2 Apoios flexíveis	80
4.3 Análises dos resultados.....	86
4.3.1 Cálculo manual versus cálculo pelo método dos elementos finitos (apoios rígidos)	86
4.3.2 Cálculo pelo método dos elementos finitos (apoios rígidos) versus cálculo pelo método dos elementos finitos (apoios flexíveis).....	94
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	103
REFERÊNCIAS.....	104
ANEXOS	109

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização da pesquisa

A necessidade da aceleração ao desenvolvimento de um país ou mesmo de uma região, deve-se essencialmente à grande expansão do livre comércio, assim como aos diversos programas políticos de globalização. Os incentivos para propiciar este crescimento, geralmente, são proporcionados por recursos governamentais, que deveriam ser aplicados de forma eficaz, de maneira a priorizar os elementos de integração (GUTIÉRREZ-KLINSKY, 1999).

Um eficiente sistema de transporte deve ser cogitado como um dos elementos de precedência, devido à, por exemplo, necessidade do tráfego de pessoas, produtos e mercadorias. Uma eficiente relação comercial entre as cidades, ou mesmo entre países, pode ser estabelecida com o estímulo a construções de obras de infraestruturas (GUTIÉRREZ-KLINSKY, 1999).

As pontes e os viadutos (obras de infraestruturas) merecem destaque por serem responsáveis em dar continuidade a uma via, quando esta sofre alguma interrupção por obstáculos naturais ou artificiais. Na engenharia de estruturas, as pontes são consideradas obras excepcionais, tratadas como obras de arte (PFEIL, 1983). Segundo Cunha (2011), na década de setenta, estas estruturas ganharam destaque, em que o Brasil vivenciou um forte crescimento, incentivado por investimentos externos. O chamado Milagre Econômico fez com que iniciassem diversas obras públicas, principalmente na construção e ampliação de rodovias, resultando na execução concomitante de pontes e viadutos.

Atualmente houve incentivos como o Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) que, mais uma vez, tratou as obras de infraestrutura viária como elemento importante do desenvolvimento nacional. Em 2012, por exemplo, a Triunfo-Concepa (Concessionária da Rodovia Osório - Porto Alegre), iniciou a ampliação de dez pontes e quatro viadutos na rodovia com um custo estimado em R\$ 22,2 milhões. Tais investimentos faziam parte do Plano de Exploração da Rodovia, assegurado pelo governo federal.

No entanto, para que estas construções (pontes e viadutos) possam alcançar sua vida útil de projeto, precisa-se, do ponto mais realista possível, avaliar os

diversos fatores, tais como: carregamentos, intempéries, degradação; que possam atuar sobre as mesmas (GUTIÉRREZ-KLINSKY, 1999).

Os mais diversos recursos tecnológicos, como por exemplo, métodos computacionais de análise estrutural, vêm sendo desenvolvidos com o passar dos anos, permitindo que as estruturas sejam submetidas às mais diversas análises estruturais, na busca não só da segurança, mas também da economia.

A concepção de pontes, normalmente, se dá de forma segmentada. O tabuleiro e as vigas são tratados como superestrutura, os aparelhos de apoio e os pilares definidos como a mesoestrutura, e as fundações como a infraestrutura (PFEIL, 1983). Esta divisão teve origem devido às limitações impostas pelo cálculo manual para obtenção dos esforços internos destas estruturas. As ferramentas de cálculo, atualmente disponíveis, permitem de maneira prática, que o projeto contemple a análise de maneira única, englobando as mais diversas hipóteses.

Um dos grandes desafios na engenharia estrutural, na atualidade, é a consideração da influência mútua entre o maciço do solo e a estrutura, chamada interação solo-estrutura. É intuitivo considerar que as características do solo que suporta uma estrutura sejam relevantes no desempenho de suas fundações e, sendo assim, que esta influencie no desenvolvimento dos esforços internos da estrutura.

A bibliografia cita a importância da consideração desta interação, pois no cálculo tradicional, considerando as fundações perfeitamente rotuladas ou engastadas, há pouca exatidão (REIS, 2001). Geralmente, as estruturas são dimensionadas admitindo-se apoios indeslocáveis, ou seja, calculadas de forma hiperestática. As solicitações geradas a partir desta hipótese irão ser utilizadas para o dimensionamento das fundações. Entretanto, um novo mapa de esforços solicitantes criar-se-á após o funcionamento da obra, pelo fato de que o maciço de solo, por sua heterogeneidade, não se comportar como fora previsto. Conseqüentemente haverá uma mudança nas solicitações, inclusive nas reações de apoio (CRESPO, 2004).

Entre as formas de se abordar a interação solo-estrutura (ISE), a mais simples é o modelo de Winkler, em que o solo é compreendido como uma mola, de constante elástica "k". Apesar de sua simplicidade, o modelo de Winkler é o mais utilizado pela fácil analogia entre a proporção tensão/deformação e a rigidez do solo.

É evidente que a transformação de todas as possíveis características e heterogeneidades do solo em um único parâmetro como a constante de mola não seja uma tarefa simples. São vários os trabalhos que buscam fornecer elementos para a obtenção da constante elástica k para o solo. Seja por meio de tabelas, usando métodos semi-empíricos baseados no CBR¹, na curva tensão versus deformação fornecida pelo ensaio de placa, entre outros.

Por outro lado, o avanço no uso de métodos computacionais de análise estrutural permitiu a consideração da interação solo-estrutura mesmo para estruturas complexas, com carregamentos móveis como é o caso das pontes e viadutos.

Dessa forma, este trabalho usará um programa de simulação computacional por meio de análises numéricas, baseado no método dos elementos finitos (MEF), com a finalidade de estudar os efeitos da interação solo-estrutura sobre os esforços internos em um elemento estrutural de uma ponte rodoviária em concreto armado.

1.2 Contextualização do problema da pesquisa

A segurança em estruturas, traduzida na obtenção de esforços solicitantes confiáveis, levando em consideração a interação entre o solo e a estrutura, é considerada pelas referências um assunto de intensa complexidade. Segundo Crespo (2004):

É prática comum realizar o dimensionamento de uma estrutura considerando apenas o mapa de cargas da estrutura e a tensão média do terreno. Tal procedimento procura uma distribuição que estabeleça um equilíbrio entre as cargas aplicadas e as tensões do terreno. Infelizmente, na grande maioria dos casos isso não acontece e terminam aparecendo recalques (...) diferenciais, que podem ter várias manifestações patológicas dependentes de fatores como tipo de terreno, modelo estrutural adotado, etc. (...) Estes problemas estruturais são, em geral, considerados como falha de projeto ou avaliação equivocada da capacidade portante do terreno. Porém, não é forçosamente esta, a origem dos problemas. (...) O grande problema pode estar na interação solo-estrutura (CRESPO, 2004, p. 22).

Levando-se em consideração esses aspectos, é questionável, independentemente do projeto estrutural, uma metodologia que admite o conjunto infraestrutura e o solo de fundação isolado da superestrutura, desprezando os efeitos oriundos da deformação do solo.

¹ CBR é o índice de resistência e deformabilidade do solo, obtido por meio de um ensaio empírico (NBR 9895, 1987).

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Avaliar a influência da interação solo-estrutura sobre os esforços internos de uma longarina em um modelo de ponte rodoviária em concreto armado estruturado por duas vigas isostáticas.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) Modelar e analisar a ponte em concreto armado usando um *software* comercial, baseado no método dos elementos finitos;
- b) Comparar os esforços obtidos nas longarinas, através do cálculo manual realizado com auxílio das Tabelas de Rüsck e demais simplificações, com os do item “a”;
- c) Introduzir a interação solo-estrutura no modelo do item “a” usando o método de Winkler;
- d) Comparar os esforços internos das longarinas obtidos dos itens “a” e “c”.

1.4 Justificativa

A análise de uma ponte ou viaduto é extremamente complexa, pois envolvem carregamentos e efeitos dinâmicos, análise de fadiga dos materiais, superação de obstáculos e/ou grandes vãos, entre outras peculiaridades.

Ainda, atualmente, é justificada a análise da estrutura com a consideração dos efeitos da interação solo-estrutura, pois as ferramentas de cálculo computacional tornaram esta consideração acessível desde que haja uma correta definição do comportamento do solo. No entanto, o grau de influência da interação solo estrutura é mais retratado na bibliografia para edificações, e não para obras de arte.

Dessa forma, este trabalho é justificado pela possibilidade de sugerir modificações nos parâmetros usados no dimensionamento de uma ponte rodoviária em concreto armado, em específico sobre uma longarina, respondendo a seguinte questão: A adoção da interação solo-estrutura altera os esforços internos neste elemento?

1.5 Estrutura do trabalho

No capítulo 1, é apresentada a contextualização, problema, objetivos, e a justificativa que motivaram a pesquisa, além da organização do trabalho.

No capítulo 2, é apresentada a revisão bibliográfica, em que são abordados conceitos relacionados a obras de artes especiais, dos elementos estruturais que compõe uma ponte em vigas e das ações que atuam sobre esta estrutura. Além disso, são tratados conceitos relacionados à interação solo-estrutura, da representação do solo por meio de modelos discretos, sendo este necessário para a abordagem da determinação de coeficientes de reação para a elaboração da análise pelo método dos elementos finitos.

O capítulo três descreve os parâmetros utilizados no modelo a ser calculado, como os geotécnicos, fundação empregada, além do cálculo do coeficiente de reação vertical. O capítulo ainda descreve os métodos e procedimentos para a obtenção dos esforços internos com e sem a interação solo-estrutura junto ao programa computacional.

No capítulo quatro são apresentados os esforços obtidos e comparados através de quadros, os valores obtidos do cálculo manual convencional com os obtidos do *software* considerando apoios rígidos, seguido pela comparação entre valores obtidos do programa computacional com e sem a interação solo-estrutura.

Finalmente, no quinto capítulo são apresentadas as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

2 CONCEITOS GERAIS E REVISÃO DE LITERATURA

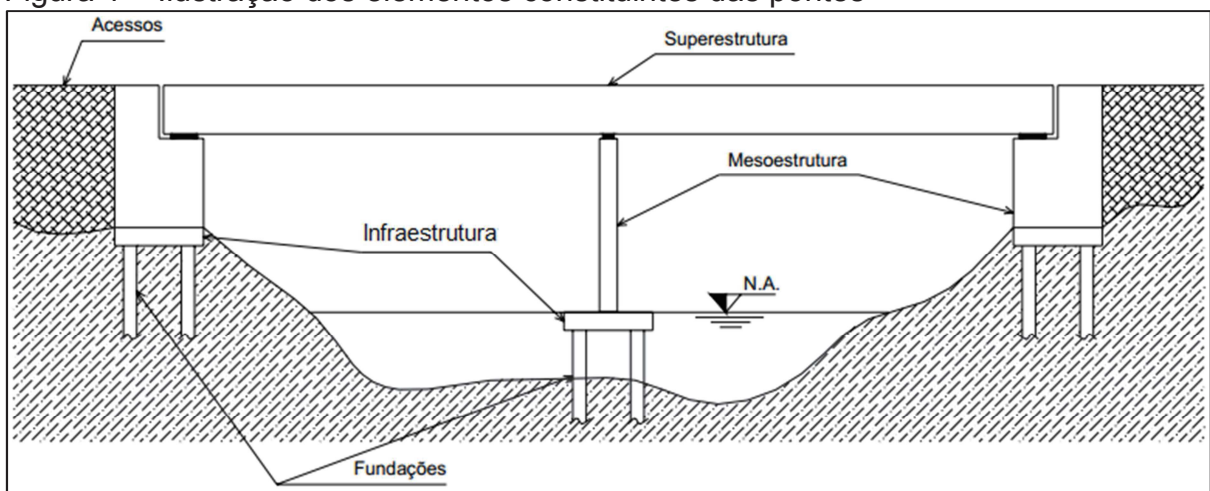
Neste capítulo serão abordados conceitos relacionados a obras de artes especiais, dos elementos estruturais que compõe uma ponte em vigas, e das ações que atuam sobre a ponte. Além disso, serão tratados os conceitos relacionados à interação solo-estrutura, da representação do solo por meio de modelos discretos. Isto se torna necessário para quando na abordagem da determinação de coeficientes de reação, imprescindíveis na elaboração da análise pelo método dos elementos finitos.

2.1 Obras de artes especiais

Elementos constituintes das pontes

Operacionalmente, as pontes podem ser segmentadas em superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura (Figura 1). A superestrutura é composta por lajes e vigas, além de ser destinada a superar os obstáculos previstos da obra. A mesoestrutura é constituída pelos pilares, elementos que recebem o carregamento oriundo da superestrutura e que os transmite a infraestrutura. Esta última, conduz por meio dos elementos de fundações (sapatas, estacas, tubulões, etc.), associados aos blocos de ligações, a transmissão dos esforços ao solo de fundação (PFEIL, 1983).

Figura 1 – Ilustração dos elementos constituintes das pontes

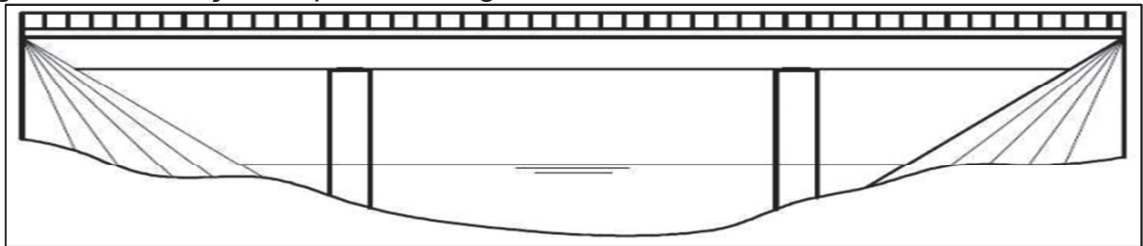


Fonte: Mason (1977, p. 1)

2.2 Pontes em viga

São estruturas que possuem como elemento principal as vigas de eixo reto, exemplificado conforme a Figura 2. Subdividem-se em pontes com vigas isostáticas (vigas sobre dois apoios com ou sem balanços, vigas Gerber, etc.) ou contínuas (vigas sobre três ou mais apoios) (SPERNAU, [19--]).

Figura 2 – Ilustração de ponte em viga



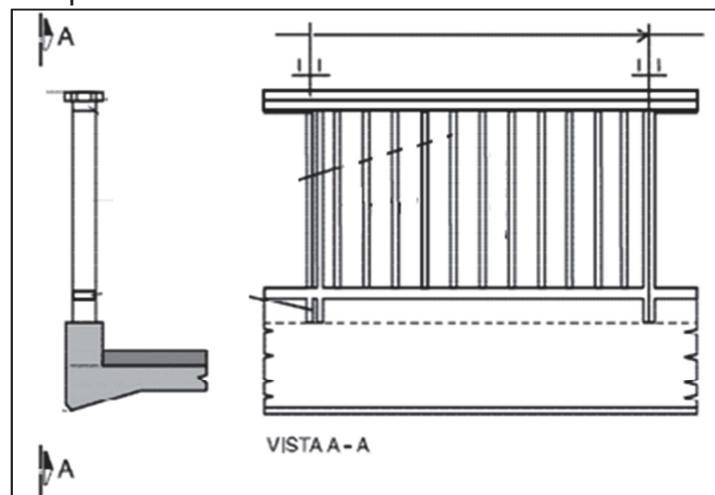
Fonte: Felipe Filho (2008, p. 4)

2.2.1 Elementos estruturais da superestrutura

Guarda-corpos

Aparelhos destinados para a proteção dos pedestres, ilustrado conforme a Figura 3 (DNER, 1996).

Figura 3 – Guarda-copos metálico

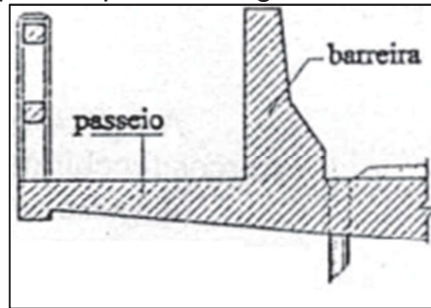


Fonte: DNER (1996, p. 47)

Passeios

Possui por finalidade a circulação de pedestres (Figura 4). O passeio pode ser construído ao mesmo nível da pista, protegido com barreiras (SPERNAU, [19--]).

Figura 4 – Ilustração dos tipos de passeio segundo o nível da pista

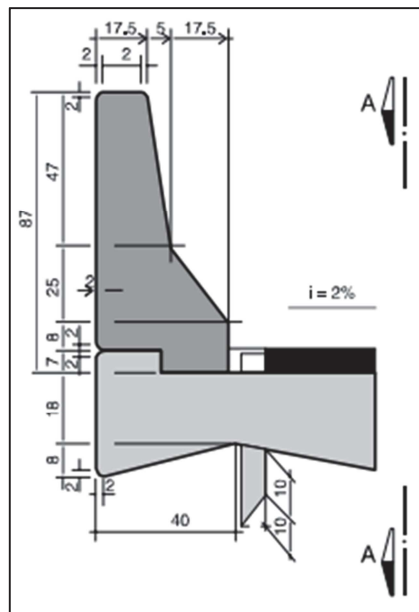


Fonte: Spernau ([19--], p. 4)

Barreiras e defensas

Possuem como principal função a contenção dos veículos, para que estes permaneçam junto à pista. Quando formadas por elementos rígidos, tal como o concreto armado (Figura 5), possui por denominação barreiras. Já as defensas, são formadas por lâminas de aço que se deformam ao choque (DNER, 1996).

Figura 5 – Barreira pré-moldada



Fonte: DNER (1996, p. 43)

Lajes

São os elementos de suporte do tabuleiro da ponte. As lajes centrais são aquelas que se apoiam em vigas. Já, as lajes em balanço, quando um dos seus bordos está engastado, e o outro está livre. No geral são usados mísulas junto aos

apoios, pois nessas regiões que ocorrem os maiores momentos fletores e esforços cortantes (SPERNAU, [19--]).

Transversinas

As transversinas de pontes com duas longarinas, por exemplo, servem de apoio para a laje do tabuleiro, quando são ligadas a ela, e contribuem para a rigidez dos vigamentos sujeitos a cargas excêntricas. As transversinas sobre os apoios têm a função de impedir o tombamento lateral das vigas principais e absorver excentricidades dos apoios em relação aos eixos das vigas (DNER, 1996).

Longarinas

São vigas responsáveis por receber os carregamentos do tabuleiro e demais elementos da superestrutura, transmitindo-os à mesoestrutura. Podem assumir diversas formas de acordo com as características da ponte. Estaticamente, podem se apresentar como vigas isostáticas (com ou sem balanços) ou contínuas, em seção aberta ou fechada (seção celular ou caixão) (SPERNAU, [19--]).

Alas

As alas são estruturas localizadas nas extremidades da ponte com a função de conter o aterro de acesso. Elas são ligadas de forma rígida à viga de fechamento e estão sujeitas, principalmente, ao carregamento proveniente do aterro. O elemento é ilustrado conforme a Figura 6 (SPERNAU, [19--]).

Cortinas

As cortinas (também conhecidas como vigas de fechamento) são estruturas localizadas nas extremidades da ponte com duas funções: contribuir no aumento da rigidez à torção do tabuleiro e conter o aterro de acesso à ponte. Elas são ligadas de forma rígida à superestrutura e, por isso, também estão sujeitas a ação do carregamento móvel sobre a ponte. O elemento é ilustrado conforme a Figura 6 (SPERNAU, [19--]).

Figura 6 – Ilustração do elemento estrutural ala e cortina



Fonte: Milani (2014, não paginado)

2.2.2 Elementos estruturais da mesoestrutura

Aparelhos de apoio

São aparelhos que transmitem os esforços oriundos da superestrutura para a mesoestrutura. Os elementos mais comuns são as articulações de concreto (*Freyssinet*) e placas de borracha fretada (neoprene), ambas comuns para estruturas em concreto armado e protendido (SPERNAU, [19--]).

Pórticos ou pilares

São formados pela conjunção de elementos verticais (pilares) e horizontais (vigas), que enrijecem a mesoestrutura transversalmente, reduzindo sua deformação. Geralmente são compostos por seção cheia circular ou cheia de seção retangular, dentre outras (SPERNAU, [19--]).

Encontros

São elementos destinados a receber o empuxo do aterro de acesso à ponte e evitar sua transmissão aos demais elementos da mesma. Além disso, é responsável pela condução dos esforços da superestrutura para a infraestrutura (SPERNAU, [19--]).

2.2.3 Elementos estruturais da infraestrutura

Fundações superficiais

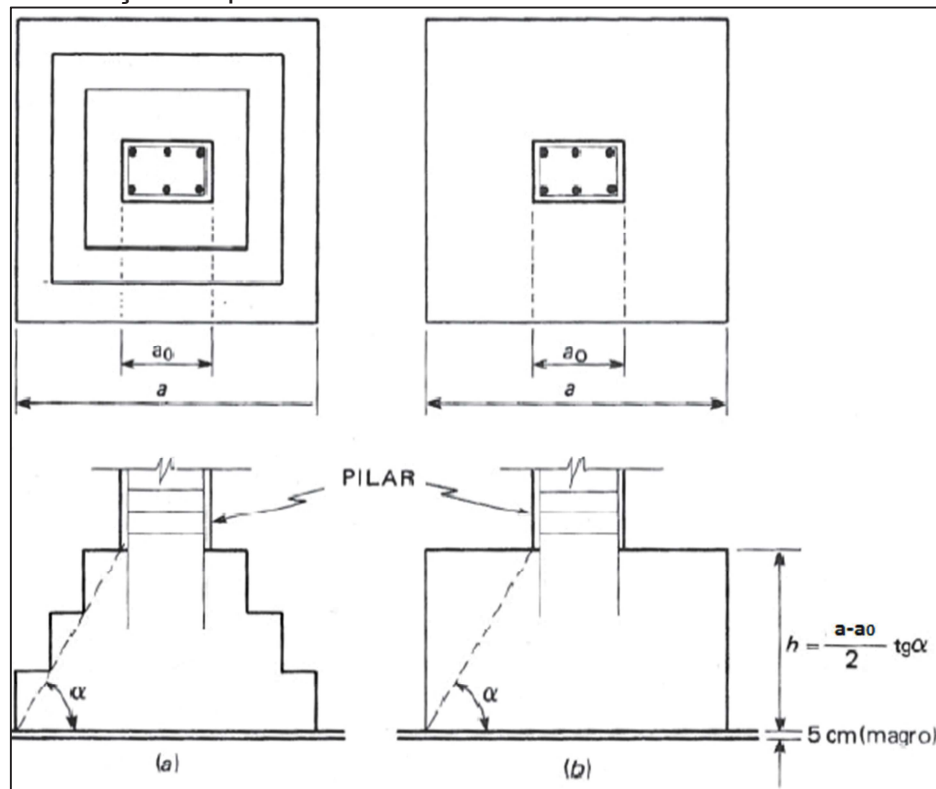
Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), este elemento possui por finalidade a transmissão da solicitação ao terreno por meio da área da base. Este tipo de fundação possui profundidade, em relação ao solo de assentamento junto à fundação, não maior que duas vezes a menor dimensão da fundação em planta.

- **Blocos**

São elementos de fundação superficial, executados em concreto simples ou ciclópico, dimensionados de forma que as tensões de tração neles produzidas sejam absorvidas pelo próprio concreto (ABNT NBR 6122:2010).

Os blocos (Figura 7) são geralmente empregados em pequenas profundidades, variando de 2,5 a 3,5 m, devido à dificuldade de escavação manual. Conseqüentemente, não devem ser construídos em locais sujeitos à erosão e em encostas íngremes (ASHCAR, 1999).

Figura 7 – Fundações superficiais - blocos

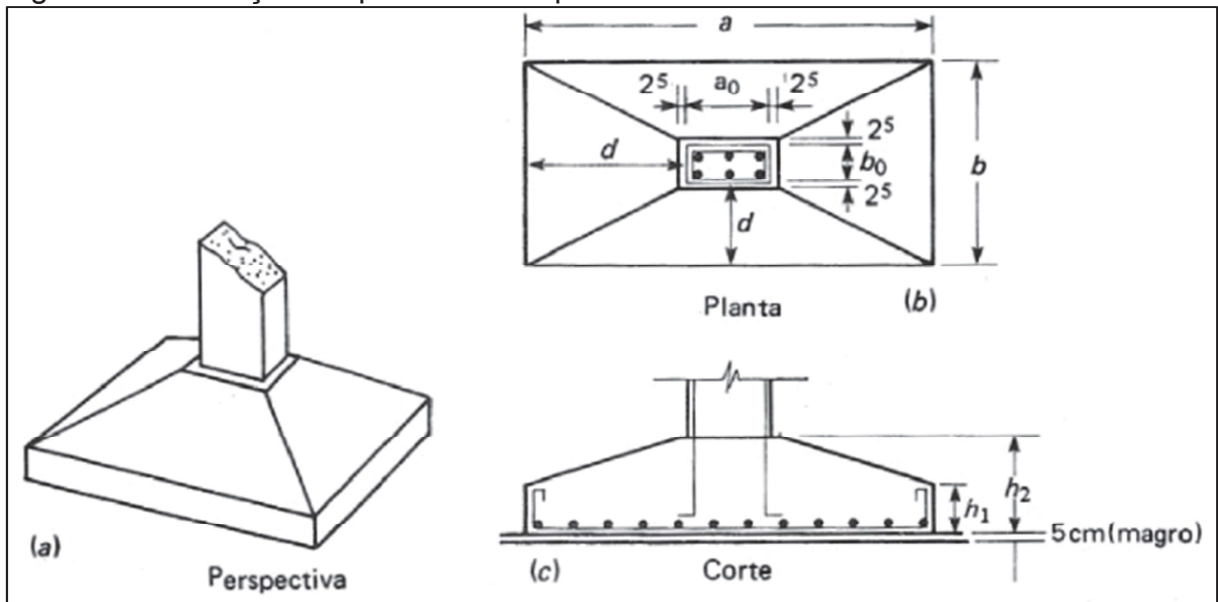


Fonte: Milani (2012, p. 23)

- **Sapatas**

As sapatas (Figura 8) são fundações rasas, aplicadas a pequenas profundidades, variando de 2,0 a 3,0 m, devido à dificuldade de escavação mais profunda (presença de água e desbarrancamento). Em solos sujeitos à erosão, portanto, não é recomendada a sua utilização. São fundações em forma de pirâmide, com base geralmente quadrada ou retangular, executadas em concreto armado. Neste tipo de fundação os esforços verticais são absorvidos por compressão da base (ASHCAR, 1999).

Figura 8 – Fundações superficiais – sapatas



Fonte: Milani (2012, p. 26)

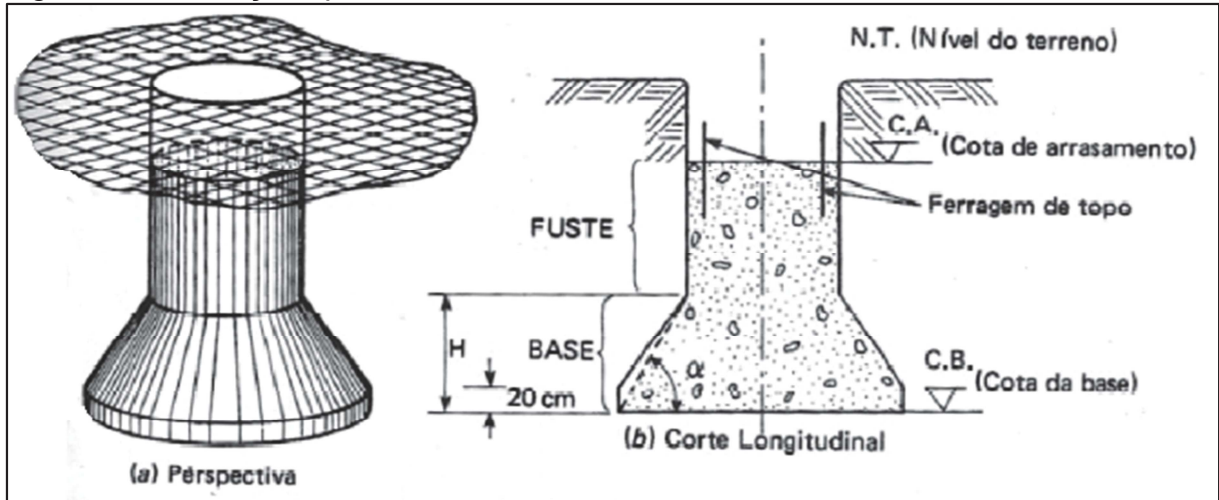
Tubulões

Os tubulões (Figura 9) são executados com a concretagem de um poço aberto, normalmente utilizando uma base alargada, acima do nível de água natural ou, no caso de terrenos saturados, é utilizado o rebaixamento do nível d'água, de modo a eliminar o risco de desmoronamentos (ALONSO, 2001).

Nos tubulões, os esforços verticais são absorvidos por compressão da base e por atrito lateral. O alargamento da base contribui com a capacidade de carga do tubulão frente a qualquer esforço vertical (LABEGALINI *et al.*, 2005). Sua profundidade depende do tipo de solo e dos esforços na fundação, podendo variar

de 3,0 a 10,0 m. Os tubulões podem ser executados manualmente (fuste de 70 cm, no mínimo) ou mecanicamente (ASHCAR, 1999).

Figura 9 – Fundação tipo tubulão



Fonte: Milani (2012, p. 25)

2.3 Ações em pontes e viadutos

As ações e as combinações de carregamento usadas na concepção de projetos de pontes rodoviárias devem seguir as disposições presentes nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, principalmente as NBR 8681 (ABNT, 2003) - Ação e segurança nas estruturas, NBR 6120 (ABNT, 1980) - Cargas para o Cálculo de Estruturas e Edificações, NBR 7188 (ABNT, 2013) - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas e NBR 6118 (ABNT, 2014) - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.

Outras normas podem ser necessárias a depender de suas especificidades.

Ações permanentes

Em estruturas de obras de arte especiais, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), as solicitações devido às ações permanentes são aquelas provocadas pelo peso próprio da estrutura, peso devido à pavimentação, empuxo de terra, empuxo de água, entre outros.

Em pontes de concreto armado, é imprescindível pré-determinar geometricamente as seções, a fim de incluí-las no pré-dimensionamento (PFEIL, 1983).

O empuxo de terra é calculado de acordo com os princípios da Mecânica dos Solos, que inclui a natureza (ativo, passivo ou de repouso), das características do terreno, além das inclinações dos taludes (PFEIL, 1983).

O empuxo de água e a sub-pressão, devem ser computados quando em situações mais desfavoráveis. Em especial, deve-se ter uma atenção ao estudo dos níveis máximo e mínimo dos cursos d'água e do lençol freático (PFEIL, 1983).

Ações variáveis

a) Cargas móveis

As cargas móveis a serem consideradas no projeto das pontes e viadutos são definidas pela NBR 7188 (ABNT, 2013). Nesta, é descrita a consideração da carga P (KN), da qual corresponde a uma carga estática de uma roda, concentrada, aplicada no pavimento considerado, sem majoração. Já a carga p (KN/m²), é um valor estático da carga móvel uniformemente distribuído, aplicado ao nível do pavimento sem majoração.

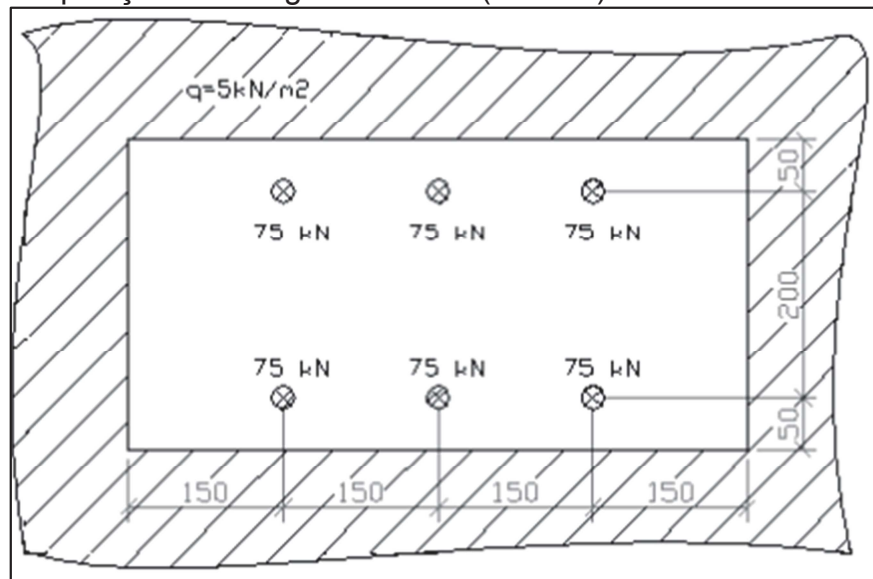
A carga Q (KN) e q (KN/m²) são esforços de cargas móveis aplicadas ao nível do pavimento, e que são ponderadas pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e do impacto adicional (CIA). As cargas finais são obtidas conforme a Equação 1 e 2.

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

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

A carga móvel rodoviária padrão TB-450, é definida como um veículo de 450 KN, com seis rodas, $P = 75$ KN, em que os eixos estão afastados entre si por 1,5m na direção longitudinal e 2,0m na direção transversal, com uma área de ocupação de 18,0m², circundada por uma carga uniformemente distribuída de $p = 5$ KN/m², conforme a Figura 10.

Figura 10 – Disposição das cargas estáticas (TB-450)



Fonte: ABNT NBR 7188 (2013, p. 4)

A carga pode assumir qualquer posição, desde que esta esteja na posição mais desfavorável, inclusive uma distribuição espacial na estrutura com uma superfície de contato com ângulo igual a 45°.

b) Carga nos passeios

Deve-se adotar carga igual a 3 KN/m² na posição mais desfavorável. O elemento estrutural do passeio deve ser dimensionado com 5 KN/m².

Coefficientes de ponderação das cargas verticais

- **Coefficiente de impacto vertical**

O coeficiente de impacto vertical representa a amplificação da ação da carga estática, simulando o efeito dinâmico do esforço em movimento e a suspensão dos veículos. São determinados segundo as particularidades dos vãos, sendo:

CIV = 1,35, para vãos menores que 10m;

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{Liv + 50} \right), \text{ para vão entre 10 e 200m;} \quad \dots(3)$$

Em que:

Liv é o vão para o cálculo do CIV, segundo o tipo da estrutura.

Sendo:

Liv usado para vão isostático. Liv: média aritmética nos casos de vãos contínuos;

Liv é o comprimento do balanço para estruturas que o possuem;

L é o vão expresso em metro.

Para estruturas acima de 200 metros, deve realizar estudo especial para este coeficiente.

- **Coeficiente de número de faixas**

O coeficiente de número de faixas trata da probabilidade da carga móvel atuar em decorrência do número de faixas presentes na pista. Tal, é obtido pela Expressão 4.

$$CNF = 1 - 0,05^{*(n - 2)} > 0,9 \quad \dots(4)$$

Em que:

n é o número inteiro de faixas a serem carregados na rodovia. Este coeficiente não se aplica ao dimensionamento de elementos transversais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas, etc.).

- **Coeficiente de impacto adicional**

Este coeficiente é usado na ponderação da carga móvel característica devido a imperfeições e/ou descontinuidade da pista, para casos de juntas estruturais e extremidades das obras.

$C/A = 1,25$, para estruturas em concreto armado;

$C/A = 1,15$, para estruturas em aço;

Forças horizontais

- **Frenagem e aceleração**

As forças horizontais devido à frenagem e/ou aceleração aplicadas no nível do pavimento são um percentual da carga característica dos veículos aplicados ao nível do tabuleiro em posição mais desfavorável, obtida conforme a Equação 5.

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF \quad \dots(5)$$

Em que:

$$H_f \geq 135 \text{ KN};$$

B é a largura efetiva, expressa em metros (m), da carga distribuída de 5 KN/m²;

L é o comprimento concomitante, expresso em metros (m), da carga distribuída;

Outros tipos de solicitações podem ser consultados na norma.

2.4 A interação solo-estrutura

De maneira convencional um projeto estrutural é concebido admitindo-se apoios indeslocáveis, supondo que o solo de implantação tenha uma rigidez infinita. O projeto de fundações será concebido apenas com a consideração dos esforços obtidos do projeto estrutural convencional e as propriedades do terreno de fundação, desconsiderando os efeitos da rigidez da estrutura. A interação solo-estrutura (ISE), quando considerada, influenciará diretamente no comportamento destas estruturas,

resultando em uma nova redistribuição de esforços quando comparada com a situação anterior (VELLOSO; LOPES, 2011; CRESPO, 2004; PORTO, 2010).

Meyerhof (1953) apresentou um dos primeiros trabalhos a considerar a influência da ISE, discutindo a capacidade de carga de fundações superficiais e profundas. O autor, através do estudo de recalques, retratou o problema com a inclusão de uma nova previsão, desta vez, considerando as características do solo, da fundação e da rigidez da estrutura.

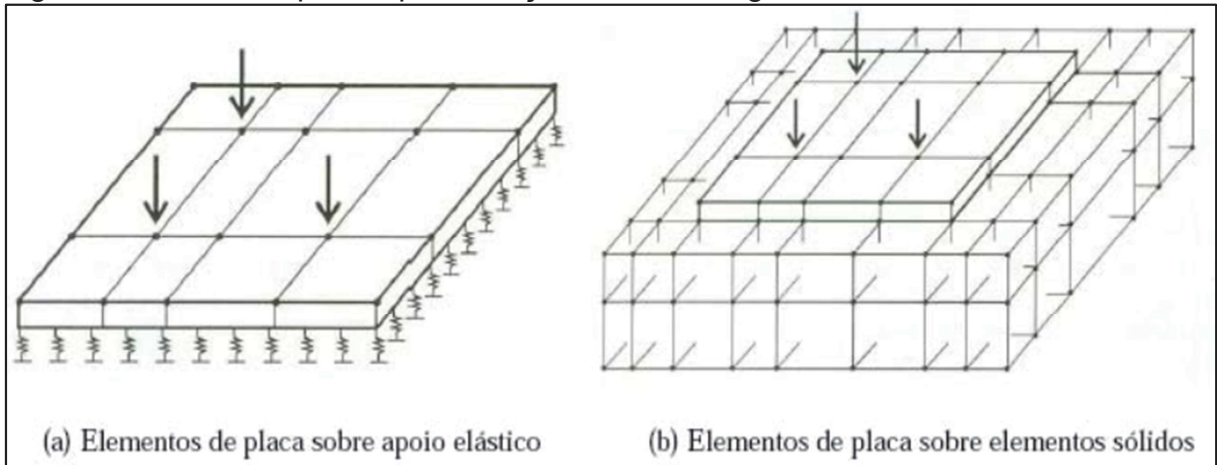
2.4.1 Modelos discretos para representação do solo

Um corpo quando submetido a solicitações, sofre deformações que vão depender da natureza em que o material é constituído, assim como o da magnitude destas solicitações. Estabelecer uma relação tensão-deformação, na grande maioria dos casos, é tarefa complexa, pois envolve a incorporação de especificidades provocadas pelo comportamento do material. Existem diferentes métodos de representação que variam em função de sua complexidade e acurácia (CRESPO, 2004, REIS, 2000; PORTO, 2010).

Dentre os possíveis métodos de modelagem do maciço de solo e da estrutura, os métodos discretos são os de utilização mais simples, inclusive na modelagem computacional. Estes representam os elementos não como um sólido contínuo, mas como um conjunto de elementos isolados. Pode-se citar, por exemplo, o Método dos Elementos Finitos, em que há a representação do elemento estrutural e do solo como um conjunto de elementos ligados. O MEF consiste em utilizar funções aproximadas para representar o campo de deslocamentos em cada elemento. Neste método, a continuidade do meio é garantida aplicando-se condições de compatibilidade de deslocamentos e rotações nos nós dos elementos adjacentes (PORTO, 2010; CRESPO, 2004, DÓRIA, 2007).

A Figura 11 ilustra o sistema geotécnico incorporado ao método dos elementos finitos que, (a) apresenta um elemento sobre apoios elásticos que representam a rigidez do solo (com resposta linear ou não), e, (b) representa o maciço de solo como um meio contínuo sólido (elástico linear ou não) (DÓRIA, 2007).

Figura 11 - Modelos para representação do sistema geotécnico



Fonte: Doria (2007, p. 38)

2.4.2 Coeficiente de reação vertical para sapatas e tubulões

Ao considerar a influência do solo junto à estrutura de fundação, segundo Crespo (2004), Reis (2000), Porto (2010) e Dória (2007), a hipótese de Winkler apresenta um modelo considerado relativamente simples. De acordo com essa idealização, pode-se estabelecer que as pressões aplicadas são proporcionais ao recalque, conforme a Equação 6. Assim, define-se um valor de K_v (coeficiente de reação vertical) que representa um valor escalar que o solo possui para resistir ao deslocamento mobilizado, provocado por uma pressão, conforme ilustrado pela Figura 12.

$$q(x,y) = K_v \cdot w(x,y) \quad \dots(6)$$

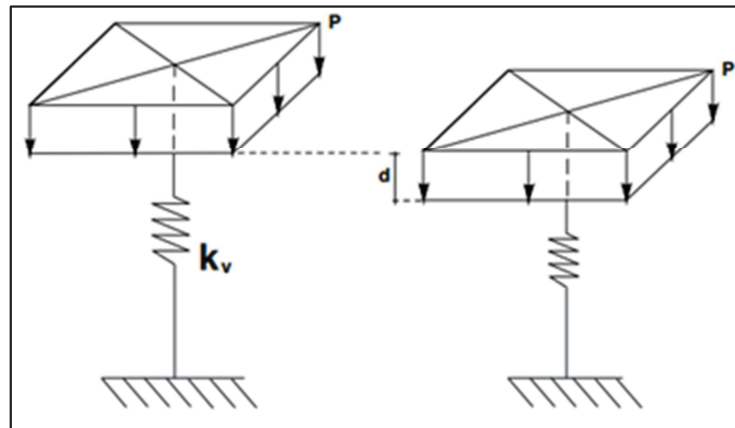
Em que:

$q(x,y)$ é a tensão de contato média na base da fundação;

K_v é o coeficiente de reação vertical;

$w(x,y)$ é o deslocamento vertical (recalque).

Figura 12 – Coeficiente de reação vertical determinado pela razão entre pressão e deslocamento através do modelo de Winkler



Fonte: CAD/TQS (2006, p. 24)

A constante K_v é comumente chamada de coeficiente de reação vertical, mas também recebe denominações de coeficiente de recalque, módulo de reação ou coeficiente de mola (VELLOSO; LOPES, 2011). O modelo possui uma dificuldade quando na determinação da rigidez das molas elásticas, usadas para representar o comportamento do solo abaixo da fundação. Isso por que o valor do módulo de reação vertical não depende apenas da natureza do solo, mas também das dimensões da área carregada e da profundidade de assentamento do elemento de fundação. Deve-se ter, portanto, muita atenção ao determiná-lo numericamente para uso em problemas práticos (PORTO, 2010).

Uma lacuna no modelo está também em não levar em consideração a dispersão da carga sobre uma área de influência gradualmente crescente com o aumento da profundidade (PORTO, 2010).

A obtenção do coeficiente de reação pode ser realizada por métodos teóricos, métodos baseados em correlações com resultados de ensaios de campo e pela obtenção direta via ensaio de placa.

Métodos teóricos

Terzaghi (1955) propôs coeficientes de reação vertical, obtidos de acordo com a rigidez e do tipo solo. Estes valores são descritos pela Tabela 1. Os coeficientes são denominados de k_s^{-1} (kgf/cm^3), de uma placa quadrada de um pé (30,5cm).

Tabela 1 - Valores típicos do coeficiente de recalque vertical K_s^1 em kgf/cm^3
(TERZAGHI, 1955)

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
qu^2 (kgf/cm^2)	1 - 2	2 - 4	> 4
faixa de valores	1,6 - 3,2	3,2 - 6,4	> 6,4
valor proposto	2,4	4,8	9,6
Areias	Fofa	Med. Compacta	Compacta
faixa de valores	0,6 - 1,9	1,9 - 9,6	9,6 - 32
areia acima N.A	1,3	4,2	16
areia submersa	0,8	2,6	9,6

Fonte: Terzaghi (1955, p. 297-326)

Outro autor que propôs valores tabelados foi Moraes (1976). Na falta de ensaios apropriados, ele recomenda utilizar os valores da Tabela 2 para a adoção dos valores do módulo de reação vertical.

Tabela 2 – Valores de K_s (MORAES, 1976)

Tipo de Solo	K_s (KN/m^3)
Turfa leve – solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada – solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

Fonte: Moraes (1976, p. 110)

O *American Concrete Institute* (1988) propõe intervalos de módulo de reação vertical em função dos limites de variação do CBR para cada tipo de solo classificado, conforme a Tabela 3.

² qu é a resistência à compressão não drenada.

Tabela 3 – Valores de K_s (ACI, 1988)

SOLO		CBR		Ks (kgf/cm ³)	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
FINO	OH	2,0	5,0	0,77	3,32
	CH	2,0	5,0	0,77	3,32
	MH	2,5	8,0	1,36	4,82
	OL	2,0	8,0	0,77	4,82
	ML	3,0	15,0	1,85	7,13
	CL	3,0	15,0	1,85	7,13
GROSSO	SC	10,0	20,0	5,59	8,33
	SU	10,0	20,0	5,59	8,33
	SP	15,0	25,0	7,13	9,33
	SM	20,0	40,0	8,33	11,66
	SW	20,0	40,0	8,33	11,66
	GC	20,0	40,0	8,33	11,66
	GU	25,00	50,0	9,33	12,89
	GP	35,0	60,0	10,97	13,94
	GM	40,0	80,0	11,66	15,73
	GW	60,0	80,0	13,94	15,73

LEGENDA

G – pedregulho; S – areia; M – sedimento; C – argila; W – bem graduado; P – pobremente graduado; U – uniformemente graduado; L – baixa a média compressibilidade; H – alta compressibilidade e O – orgânico.
--

Fonte: ANCI (1988, p. 12)

Bowles (1988) sugere calcular (Equação 7) o módulo de reação vertical a partir da disposição da tensão admissível do solo (σ_{adm}). Neste procedimento há o emprego um fator de segurança, FS = 3, para um recalque máximo de $w = 2,54$ cm.

$$K_v = 120 \cdot \sigma_{adm} \quad \dots(7)$$

Em que:

K_v é o coeficiente de reação vertical (KN/m³);

σ_{adm} é a tensão admissível do solo (kPa).

Perloff (1975) propõe outra maneira de se obter o coeficiente de reação vertical, correlacionando de forma direta às propriedades elásticas do maciço do solo que considera fatores como a forma, com as dimensões e rigidez do elemento de fundação.

$$K_v = \frac{E_s}{1-\nu^2} \cdot \frac{1}{l_w} \cdot \frac{1}{B} \quad \dots(8)$$

Em que:

B é a menor dimensão da base da sapata;

ν é o coeficiente de Poisson, obtido conforme a Tabela 5;

l_w é o fator de influência, que depende da forma e da rigidez da sapata, obtido da Tabela 6;

E_s é o módulo de Elasticidade do solo.

Tabela 4 - Fator de Influência l_w para sapatas rígidas e flexíveis

Forma	Fundação Flexível			Rígida
	Centro	Vértice	Valor Médio	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular	Valores de l_w			
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L/B = 2	1,53	0,77	1,30	1,20
L/B = 5	2,10	1,05	1,83	1,70
L/B = 10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B = 100	4,01	2,00	3,69	3,40

$$h \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow \text{Sapata Rígida}$$

$$h \leq \frac{B-b}{4} \rightarrow \text{Sapata Flexível}$$

Fonte: Souza e Reis (2008, p. 4)

Modelo de Pais e Kausel

A rigidez do conjunto solo-fundação, quando submetido à compressão, pode ser estimada através dos coeficientes de rigidez estáticos propostos por Pais e Kausel (1988), citados por Wolf (1994). Estes coeficientes são determinados

considerando uma fundação rígida, apoiada sobre uma superfície de um semi-espaço elástico, homogêneo e isotrópico (solo). Para o caso de uma fundação do tipo sapata, com base retangular, com largura “2 b” (na direção do eixo “z”) e comprimento “2 a” (na direção do eixo “x”), sendo $2 b < 2 a$, os coeficientes de rigidez à translação nas direções vertical (K_y) e horizontais (K_x e K_z) são dados por:

$$K_y = \frac{G.b}{1 - \nu} [3,1 \left(\frac{a}{b}\right)^{0,75} + 1,6] \quad \dots(9)$$

$$K_x = \frac{G.b}{2 - \nu} [6,8 \left(\frac{a}{b}\right)^{0,65} + 2,4] \quad \dots(10)$$

$$K_z = \frac{G.b}{2 - \nu} [6,8 \left(\frac{a}{b}\right)^{0,65} + 0,8 \left(\frac{a}{b}\right) + 1,6] \quad \dots(11)$$

No caso de uma sapata quadrada, tem-se:

$$K_y = \frac{4,7.G.b}{1 - \nu} \quad \dots(12)$$

$$K_x = K_z = \frac{9,2.G.b}{2 - \nu} \quad \dots(13)$$

Em que:

ν é o coeficiente de Poisson do solo;

G é o módulo de elasticidade transversal do solo, que pode ser obtido por:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \dots(14)$$

Em que:

E é o módulo de elasticidade longitudinal;

O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson podem ser obtidos a partir das Tabelas 5 e 6, respectivamente, conforme Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 5 - Valores típicos para o módulo de elasticidade do solo

Descrição do tipo de solo	E (kgf/cm ²)
Areia normal adensada	$E = 5 (SPT+5)$
Areia sobreadensada	$E = 180+(7,5.SPT)$
Argila terciária de SP	$E = 55,4+(25,9.SPT)$
Areia fofa (SPT ≤ 4)	50
Areia pouco compacta (SPT 5 a 8)	200
Areia medianamente compacta (SPT 9 a 18)	500
Areia compacta (SPT 19 a 40)	700
Areia muito compacta (SPT > 40)	900
Argila muito mole (SPT ≤ 2)	10
Argila mole (SPT 2 a 5)	20
Argila média (SPT 6 a 10)	50
Argila rija (SPT 11 a 19)	80
Argila dura (SPT > 19)	150

Fonte: Teixeira e Godoy (1996, p. 245)

Tabela 6 – Valores sugeridos para o coeficiente de Poisson do solo

Descrição do tipo de solo	ν
Areia fofa (SPT ≤ 4)	0,3
Areia pouco compacta (SPT 5 a 8)	0,29
Areia medianamente compacta (SPT 9 a 18)	0,28
Areia compacta (SPT 19 a 40)	0,27
Areia muito compacta (SPT > 40)	0,26
Argila muito mole (SPT ≤ 2)	0,24
Argila mole (SPT 2 a 5)	0,23
Argila média (SPT 6 a 10)	0,22
Argila rija (SPT 11 a 19)	0,21
Argila dura (SPT > 19)	0,21

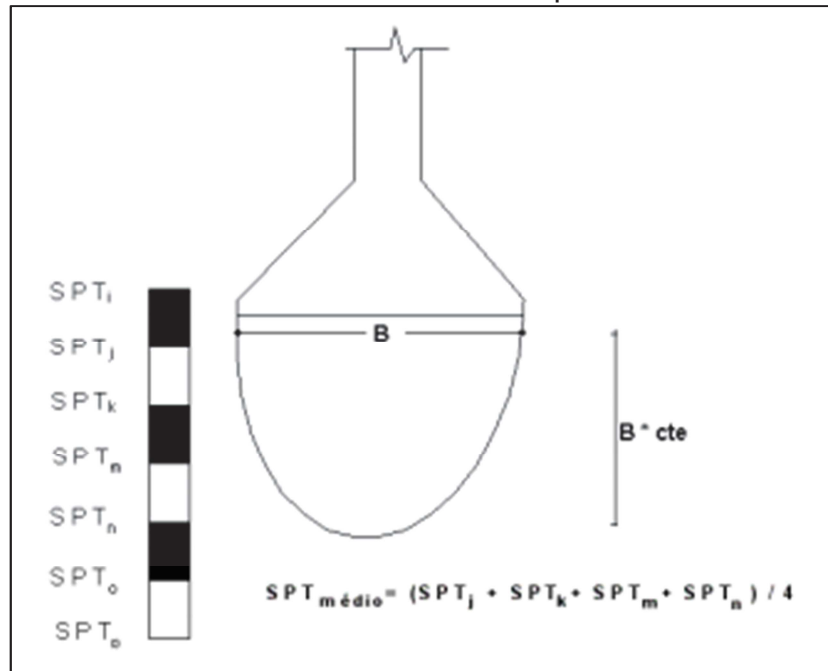
Fonte: Teixeira e Godoy (1996, p. 245)

Métodos baseados em correlações com resultados de ensaios de campo

Morrison (1993) propõe um método que se baseia em tensões admissíveis estimadas do solo, conforme a Equação 15. A tensão é calculada a partir da média dos valores do SPT compreendidos dentro do bulbo de pressões³, ilustrado pela Figura 13. Após a estimativa da tensão admissível, retira-se da Tabela 7 de Morrison (1993) o valor de K_v em kgf/cm^3 .

$$\sigma_{\text{solo}} = 0,20 \cdot \text{SPT}_{\text{MÉDIO}} \quad \dots(15)$$

Figura 13 - Valor médio do SPT dentro do bulbo de pressões



Fonte: Morrison (1993 *apud* CAD/TQS, 2006, p. 27)

O escalar “cte” (ilustrado na Figura 13) é a profundidade para a determinação do bulbo de pressão, podendo variar de 1 a 3.

³ Bulbo de pressões são superfícies unindo pontos de mesmo acréscimo de tensões.

Tabela 7 - Valores de Kv (MORRISON, 1993)

Tensão Admissível (kgf/cm ²)	Kv (kgf/cm ³)	Tensão Admissível (kgf/cm ²)	Kv (kgf/cm ³)
0,25	0,65	2,15	4,3
0,30	0,78	2,20	4,4
0,35	0,91	2,25	4,5
0,40	1,04	2,30	4,6
0,45	1,17	2,35	4,7
0,50	1,30	2,40	4,8
0,55	1,39	2,45	4,9
0,60	1,48	2,50	5,0
0,65	1,57	2,55	5,1
0,70	1,66	2,60	5,2
0,75	1,75	2,65	5,3
0,80	1,84	2,70	5,4
0,85	1,93	2,75	5,5
0,90	2,02	2,80	5,6
0,95	2,11	2,85	5,7
1,00	2,2	2,90	5,8
1,05	2,29	2,95	5,9
1,10	2,38	3,00	6,0
1,15	2,47	3,05	6,1
1,20	2,56	3,10	6,2
1,25	2,65	3,15	6,3
1,30	2,74	3,20	6,4
1,35	2,83	3,25	6,5
1,40	2,92	3,30	6,6
1,45	3,01	3,35	6,7
1,50	3,10	3,40	6,8
1,55	3,19	3,45	6,9
1,60	3,28	3,50	7,0
1,65	3,37	3,55	7,1
1,70	3,46	3,60	7,2
1,75	3,55	3,65	7,3
1,80	3,64	3,70	7,4
1,85	3,73	3,75	7,5
1,90	3,82	3,80	7,6
1,95	3,91	3,85	7,7
2,00	4,0	3,90	7,8
2,05	4,1	3,95	7,9
2,10	4,2	4,0	8,0

Fonte: Morrison (1993 *apud* CAD/TQS, 2006, p. 33)

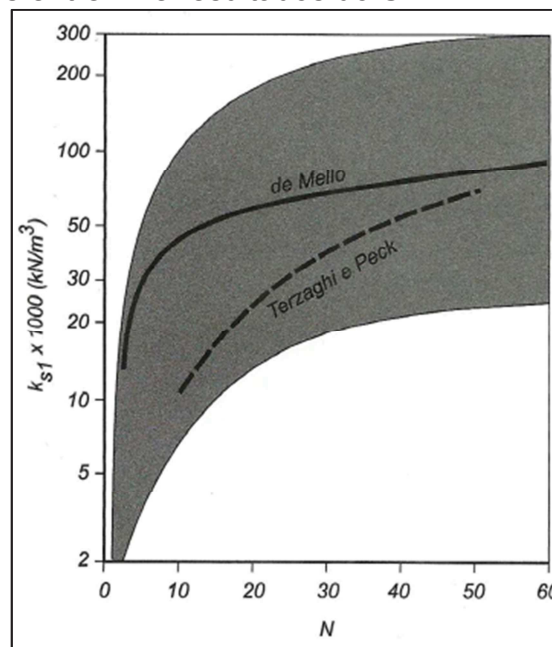
Chaves (2004) propõe a obtenção, conforme a Expressão 16 (argilas e solos argilosos) e a Equação 17 (para areias e solos arenosos), na determinação do módulo de reação vertical Kv. A unidade obtida com essas expressões é N/cm³.

$$K_v = 3.NSPT \quad \dots(16)$$

$$K_v = 5.NSPT \quad \dots(17)$$

Velloso e Lopes (2011) introduz uma correlação entre o coeficiente de reação vertical e ensaios no campo, conforme a Figura 14. Esta foi elaborada por de Mello (1971), e indica uma faixa onde se situam os valores encontrados na literatura. Entretanto, os próprios autores concluem que pela amplitude da faixa, a correlação é fraca.

Figura 14 - Correlações entre k_v e resultados do SPT



Fonte: Velloso e Lopes (2011, p.128)

Obtenção direta via ensaio de placa

Os ensaios de placa são realizados diretamente sobre o solo de fundação. Sua obtenção é mediante ciclos de carga e descarga e pode ser definido conforme a Equação 18 (SOUZA; REIS, 2008).

$$\sigma = K_v.w \quad \dots(18)$$

Em que:

σ é a tensão de contato média na base da fundação;

w é o deslocamento vertical (recalque);

K_v é o coeficiente de reação vertical.

No Brasil, a NBR 6489 (ABNT, 1984) padroniza o ensaio de placa, por meio da obtenção de parâmetros de deformação e de resistência que promovem a prevenção do recalque de uma fundação por extrapolação direta.

É primordial, segundo Velloso e Lopes (2011), que os coeficientes K_s¹ sofram correções a fim de se considerar o efeito de dimensão e forma da fundação real. Assim, tem-se a Expressão 19 (para argilas) e a Expressão 20 (para areias).

$$K_v = \left(\frac{30}{B}\right) \cdot K_s^1 \quad \dots(19)$$

$$K_v = \left(\frac{B+30}{2B}\right)^2 \cdot K_s^1 \quad \dots(20)$$

Em que:

B é a menor lado da sapata (em centímetros).

O *American Concrete Institute* (1988), usa a seguinte correlação de K_s¹ para o K_v:

$$K_v = \left(\frac{b}{B}\right)^n \cdot K_s^1 \quad \dots(21)$$

Em que:

n varia entre 0,5 e 0,7. Se a espessura da camada compressível abaixo da fundação for menor que 4B, deve-se adotar o menor valor de n. No caso do radier, o valor de B é muito grande, e por isso obtém-se um K_v muito pequeno. Caso a espessura da camada compressível sob a fundação for ≤ 4B, adota-se n=0,5.

2.4.3 Coeficiente de reação horizontal para sapatas e tubulões

Sapatas

O coeficiente de reação horizontal, KX e KZ, podem ser tomados como uma parcela de 10% de KY, conforme os trabalhos de Schmidt (1997).

Tubulões

Para o caso de fundações profunda, o CRH, Coeficiente de Reação Horizontal, é relativo ao quociente entre as pressões horizontais (Ph) e o seu recalque (hd), sendo expresso conforme a equação 22 (CAD/TQS, 2006).

$$K_h = Ph / hd \quad \dots(22)$$

A partir desta simplificação, dois métodos para os elementos de fundação do tipo tubulão foram elaborados. São eles:

- 1) CRH - Tipo de solo;
- 2) CRH - Conforme SPT/m;

CRH - Tipo de Solo

Segundo o manual CAD/TQS (2006), para as areias puras ou argilas moles, a rigidez aumenta com a profundidade em função da maior pressão geostática. Dessa forma, o coeficiente do Módulo de Reação Horizontal (K) pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$(K) = (\eta h \cdot z)^i \quad \dots(23)$$

Em que:

ηh é uma constante tabelada e depende do tipo do solo;

z é a profundidade de cálculo do CRH;

Os valores de η_h foram propostos por Terzaghi (1955) e são indicados na Tabela 8.

Tabela 8 - Valores da constante do coeficiente de reação horizontal - η_h (kgf/cm³) para areia ou argila normalmente adensada

Descrição do tipo de solo	η_h seco	η_h saturado
Areia fofa	0,26	0,15
Areia med. compacta	0,80	0,50
Areia compacta	2,00	1,25
Argila muito mole	0,06	0,06
Argila mole	0,08	0,08
Silte muito mole fofo	0,055	0,055

Fonte: Terzaghi (1955, p. 298)

A constante de mola do modelo de Winkler é obtida multiplicando-se o Módulo de Reação Horizontal (K) pelo quinhão do comprimento do tubulão (CAD/TQS, 2006).

$$K_h = (K) \cdot \Delta l \quad \dots(24)$$

Em que:

Δl é o comprimento de influência da fundação, no presente caso, computa-se a influência de cota do SPT, assim $\Delta l = 1$ m.

CRH - Conforme SPT/m

Este método é apresentado por Tietz ([19--]), em que se utiliza um coeficiente de proporcionalidade (m) com a variação do coeficiente horizontal em relação ao tipo do solo.

$$(K_h) = (m \cdot z \cdot D \cdot \Delta l)^i \quad \dots(25)$$

Em que:

m é o coeficiente de proporcionalidade retirado da Tabela 9 ou 10 conforme o solo, z é o comprimento do quinhão do tubulão, Δl é a profundidade da

camada e D é o diâmetro do fuste, de forma a se escrever para uma camada genérica i.

Tabela 9 – Valores de m (tf/m⁴) para argila

SOLO ARGILOSO	CONSISTÊNCIA	SPT	m (tf/m⁴)
Turfa	Meio líquido	0	25
Argila	Muito mole	1	75
Argila	Mole	3	150
Argila	Média	6	300
Argila	Rija	12	500
Argila	Muito rija	22	700
Argila	Dura	30	900

Fonte: Tietz ([19--] *apud* CAD/TQS, 2006, p. 53)

Tabela 10 – Valores de m (tf/m⁴) para areia

SOLO ARENOSO	COMPACIDADE	SPT	m (tf/m⁴)
Areia	Fofa	1	150
Silte	Pouco compacta	7	300
Silte	Medianamente c.	20	500
Areia	Compacta	40	800
Argila	Muito compacta	50	1500

Fonte: TIETZ ([19--] *apud* CAD/TQS, 2006, p. 53)

2.5 O Método dos elementos finitos

O desafio de projetar equipamentos e estruturas complexas, em que métodos analíticos e aproximações não são capazes de fornecer soluções que satisfaçam os requisitos de desempenho e de otimização dos materiais empregados, tem demandado um uso crescente de método dos elementos finitos pelos engenheiros de diversas áreas. Problemas que no passado só podiam ser resolvidos com o emprego de modelos em escala reduzida ou experimentações onerosas, passaram a ter de ser resolvidos, quase que totalmente, em ambiente computacional, seja pela limitação de recursos físicos, ou na busca de soluções que não implicasse na total reestruturação de projetos. Essas implicações são ainda mais críticas quando várias áreas de engenharia estão envolvidas na modelagem do problema, como acontece, por exemplo, nas análises de estruturas em que envolve a interação solo-estrutura (CASTRO SOBRINHO, 2006).

O método dos elementos finitos se traduz em uma ferramenta numérica, que surgiu como uma nova possibilidade para a resolução de problemas da teoria da elasticidade. Além disso, o método prevê a divisão do domínio de integração, contínuo, em um número finito de pequenas regiões denominadas *elementos finitos*, tornando o meio contínuo em discreto. A essa divisão do domínio, dá-se o nome de *rede de elementos finitos*. A malha desse reticulado pode ser aumentada ou diminuída variando o tamanho dos elementos finitos. Os pontos das linhas dessa rede são chamados de *nós*. Ao invés de buscar uma função admissível que satisfaça as condições de contorno para todo o domínio, no método dos elementos finitos as funções admissíveis são definidas no domínio de cada elemento finito (ASSAN, 2003).

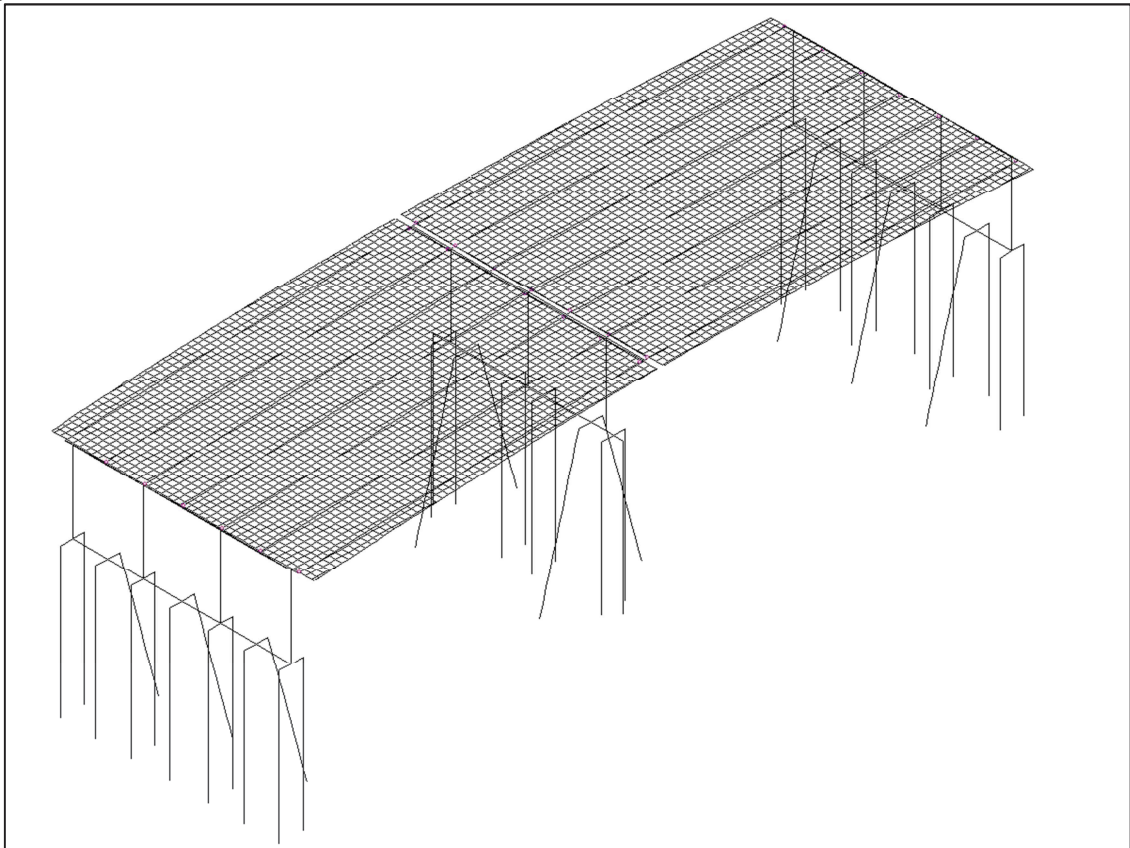
Em função da complexidade que um modelo estrutural pode assumir no MEF, é comum usar elementos simples, como por exemplo, grelhas de barras. Entretanto, usar elementos mais simples exige maior discretização, maior refinamento da malha, maior capacidade e tempo computacional. Pode-se então utilizar elementos mais precisos (de alta ordem) que são mais complexos do ponto de vista de sua formulação matemática. Para o caso de modelos bidimensionais, basicamente, empregam-se elementos do tipo triangular e quadrangular. Estes devem ter no mínimo 3 e 4 nós, respectivamente, definidos para cada um dos seus vértices (ASSAN, 2003).

Também é possível o uso de elementos com nós adicionais ao longo de suas arestas, tendo-se, então, os chamados elementos de alta ordem, mais complexos e que permitem representações polinomiais quadráticas. Elementos com forma mais regular são sempre preferíveis. Para o caso bidimensional, a forma quadrangular é a recomendada. Para modelos tridimensionais o hexágono deve ser o tipo desejado. No entanto, isto nem sempre é possível, especialmente nas regiões de transições de malhas, onde pode ser exigido o uso de elementos com formas diferenciadas ajustáveis aos contornos. Como o método é numérico, ou seja, o domínio é subdividido em partes não contínuas (discretizadas), então, quanto maior for o número de nós e, conseqüentemente, o número de elementos, haverá uma tendência de se obter maior precisão dos resultados. Outros pontos devem ser observados na geração do modelo. Por exemplo, a escolha da malha, importante etapa para análise pelo MEF. Devem ser procurados elementos com

proporcionalidades de dimensões (regulares) evitando elementos distorcidos (ASSAN, 2003).

A Figura 15 exemplifica uma ponte analisada via método dos elementos finitos, utilizando elementos de barra e grelha na discretização.

Figura 15 – Estrutura em barras



Fonte: Sarkis Engenharia (2014, não paginado)

2.5.1 Software comercial SAP2000

São vários os softwares de análise que empregam o método dos elementos finitos. Alguns são mais voltados à análise de estruturas, possuindo ferramentas mais diretas para este fim, outros são mais amplos e de utilização mais complexa. A Unipampa possui licença de uso do SAP2000 V12.

O SAP2000 é um programa de elementos finitos, com interface gráfica em três dimensões (3D). O *software* é orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, a modelação, análise e dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia de estrutural (GOEL, 2001).

O *software* é conhecido pela flexibilidade quanto ao tipo de estruturas que permite analisar. O SAP2000 é a ferramenta diária de trabalho de milhares de

engenheiros. O vasto leque de aplicabilidade dos programas da CSI permite a sua utilização no dimensionamento de pontes, edifícios, estádios, barragens, estruturas industriais, estruturas marítimas e qualquer outro tipo de infraestrutura que necessite de ser analisada e dimensionada (GOEL, 2001).

3 METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentados o método e os procedimentos para a obtenção e comparação dos esforços internos na longarina. Este se dará por meio do cálculo convencional manual e da análise computacional que abrange a influência da interação solo-estrutura.

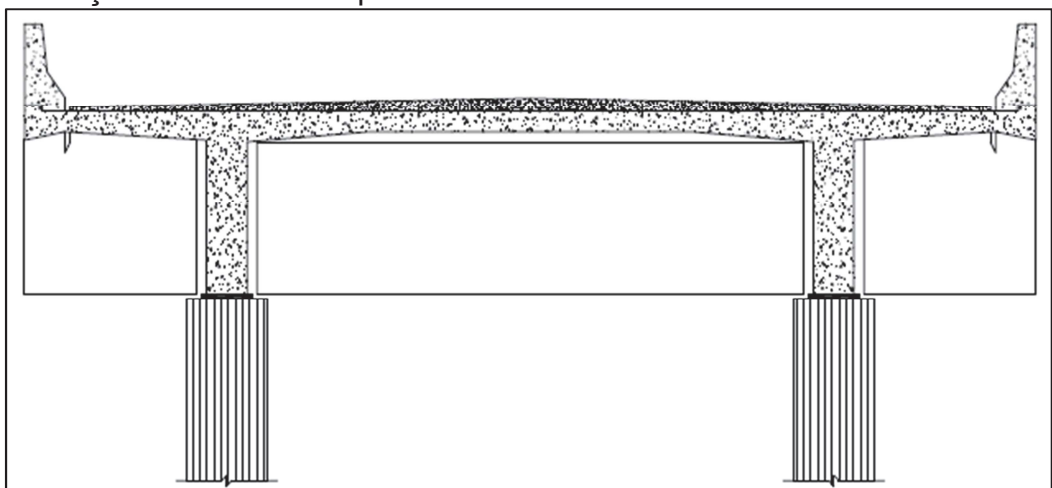
3.1 Modelo de ponte rodoviária e materiais empregados

O modelo de ponte a ser utilizado neste trabalho será o Projeto 1 (ANEXO A), conforme Spernau ([19--], p. 49). Este projeto foi dimensionado pelos métodos tradicionais (manualmente), considerando os apoios como indeslocáveis. Serão utilizados os valores dos esforços internos nas longarinas deste modelo, na comparação com os esforços obtidos da modelagem do Projeto 1 no *software* SAP2000 V12.

A estrutura é em concreto armado, composto por duas vigas isostáticas com balanços de 5 metros nas extremidades.

Os materiais utilizados são: o concreto C25 (f_{ck} em MPa) de módulo de elasticidade igual a 28 GPa, obtido conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) e aços nervurados padrão CA-50 e CA-60, com módulo de elasticidade de 210 GPa.

Figura 16 – Seção transversal da ponte



Fonte: Elaboração própria

3.2 Características geotécnicas do solo e fundação empregada

Por se tratar de uma simulação, e visando o emprego de solos da região, as características do solo foram adotadas conforme o trabalho de Fernandes (2014), em que o autor coletou amostra na jazida Pedra Rosada, na cidade de Alegrete - RS. O solo foi classificado como argila de baixa compressibilidade (solo siltoso). Dessa forma, estipulou-se o comportamento da mesma como argila rija. Assim, têm-se as seguintes propriedades:

- a) Módulo de elasticidade longitudinal $E = 7848 \text{ kN/m}^2$;
- b) Densidade = $17,60 \text{ kN/m}^3$;
- c) Coeficiente de Poisson, $\nu = 0,21$;
- d) Módulo de elasticidade transversal (obtida da Equação 14): 3243 KN/m^2 ;
- e) Tensão Admissível do Solo: = $0,3 \text{ MPa}$.

O tipo de fundação selecionada para o estudo foi uma sapata isolada, pelo fato de esta ser a mais utilizada na região de Alegrete.

O *software* SAP2000 permite a introdução direta dos coeficientes de reação vertical e horizontal na base dos pilares de fundação (K_v , K_{h_x} e K_{h_z}). Desta forma, foram definidos valores de coeficiente de reação do solo a fim de encontrar uma envoltória de esforços internos para a estrutura.

3.2.1 Coeficiente de reação vertical (K_Y) e horizontal (K_{h_x} e K_{h_z})

Para a obtenção dos coeficientes de reação vertical (K_Y) e horizontal (K_X e K_Z) foi utilizado o modelo de Pais e Kausel (1988), apresentado no item 2.4.2. O coeficiente de rigidez K_Y é determinado através da Equação 12 para sapatas quadradas. Os coeficiente de reação horizontal (K_{h_x} e K_{h_z}) foram tomados como 10% de K_Y , o que é utilizado no trabalho de Schmidt (1997). Através do pré-dimensionamento, obteve-se uma sapata quadrada de $2,6 \times 2,6 \text{ m}$, assentada sobre argila de consistência de média a rija, resultando em:

$$K_Y = 50164 \text{ kN/m (vertical)}$$

$$K_{h_x} = K_{h_z} = 5016 \text{ kN/m (horizontais)}$$

Com o objetivo de comparar o coeficiente de rigidez da mola vertical, foi aplicado o modelo de Perloff (1975), apresentado no item 2.4.2 (Equação 8), que

fornece o coeficiente de reação vertical através da relação direta com as propriedades elásticas do maciço de solo, onde fatores do elemento de fundação são levados em conta, tais como: sua forma, dimensões e rigidez. Considerando os dados do solo, dimensões da sapata de 2,6 x 2,6 m e um fator de forma (obtido através da Tabela 4 na consideração uma sapata quadrada e rígida) chega-se a $I_W = 0,82$, o que conduz a:

$$K_s = 8014 \text{ KN/m}^3$$

Com o coeficiente de reação vertical, fora obtido o coeficiente de rigidez da mola vertical à compressão através da Equação 26.

$$K_v = K_s \cdot A_{\text{base}} \quad \dots(26)$$

Aplicando-se a Equação 26 e utilizando o K_s encontrado, chega-se ao seguinte coeficiente de rigidez da mola vertical:

$$K_v = 54173 \text{ KN/m}$$

Comparando os dois coeficientes encontrados através dos métodos de Pais e Kausel (1988) e Perloff (1975), percebe-se que os valores são próximos, o que indica uma boa aproximação para o valor adotado.

3.3 Idealização estrutural

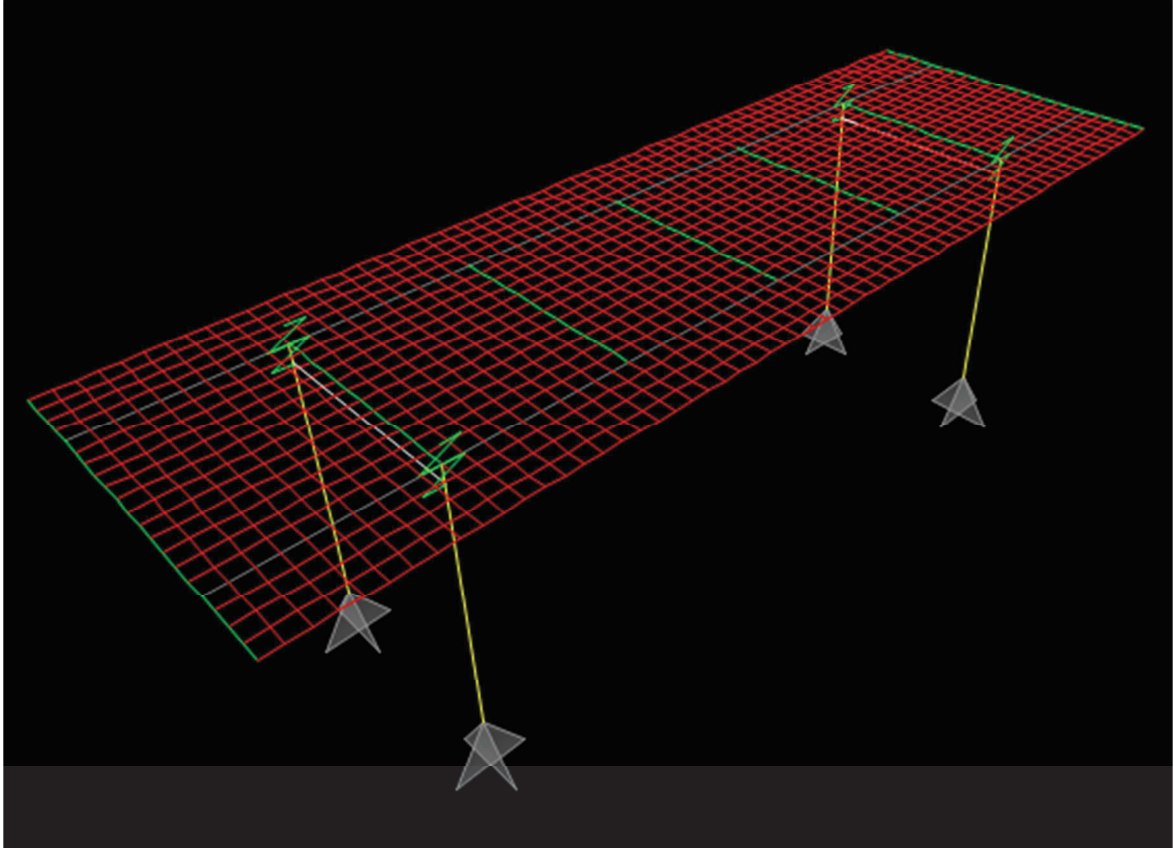
Modelou-se a estrutura de maneira tridimensional, formada por elementos de barras (vigas e pilares) e a laje como uma grelha de elementos de barras. Os elementos estão dispostos de acordo com o centro de gravidade de suas seções transversais e possuíam em cada extremidade seis graus de liberdade, três translações e três rotações.

As vigas principais (longarinas) possuíam seção transversal de 1,8m x 0,40m (altura e largura). A seção das transversinas é de 1,4 x 0,2 m. As barras da laje possuíam altura de 0,2 m e largura igual à modulação da grelha, 0,5m. Estas dimensões são idênticas às do Projeto 1 (ANEXO A). As mísulas foram

desconsideradas na seção resistente dos elementos, apenas a carga referente ao seu peso foi lançada nos elementos adjacentes.

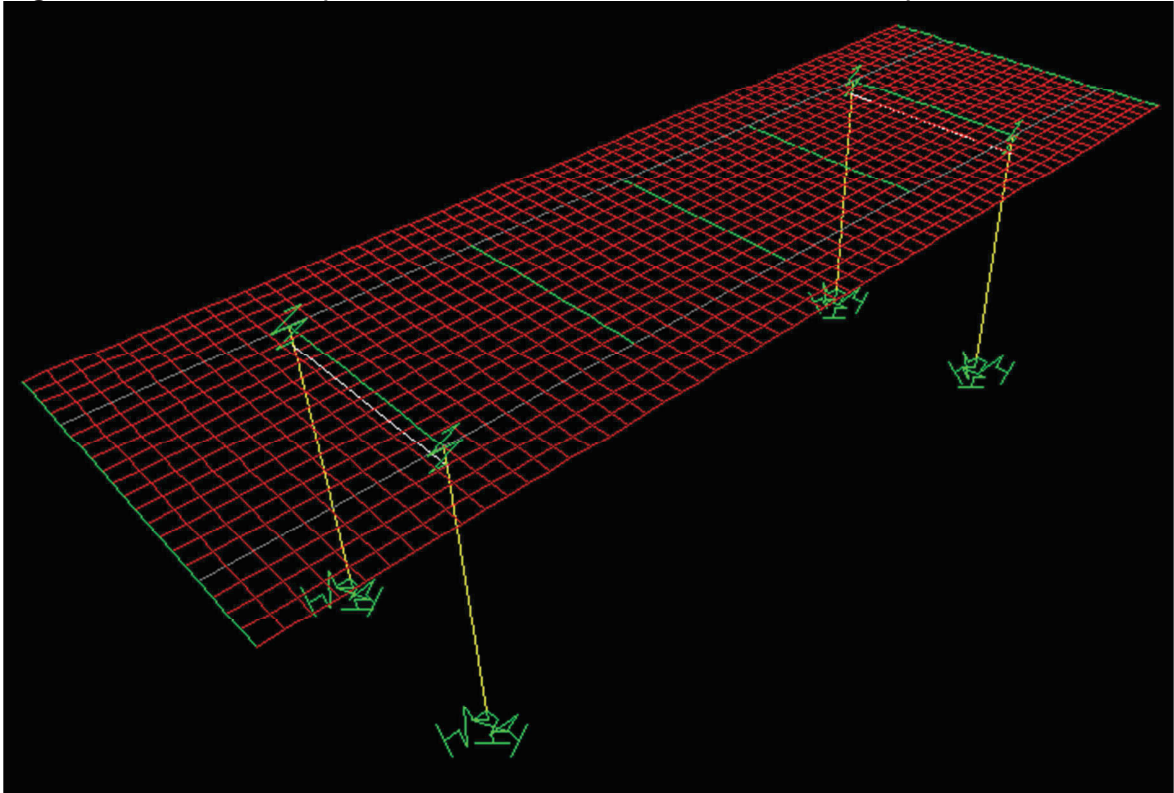
A Figura 17 ilustra o Projeto 1 modelado no *software* SAP2000 V12, para a situação de apoios rígidos. A Figura 18 ilustra o mesmo modelo, entretanto com as bases representadas por molas, caracterizando apoios flexíveis.

Figura 17 – Modelo implementado no *software* SAP2000 com apoios rígidos



Fonte: Elaboração própria

Figura 18 – Modelo implementado no *software* SAP2000 com apoios flexíveis



Fonte: Elaboração própria

3.3.1 Carregamentos

Os carregamentos para os quais a estrutura foi analisada são os recomendados pela norma de pontes e considerados através de cargas aplicadas diretamente nos elementos.

O peso próprio dos elementos é computado automaticamente pelo *software* a partir das dimensões das peças e das características do material utilizado.

Além do peso-próprio dos elementos estruturais, atuam outros carregamentos permanentes referentes ao peso de outros elementos, tais como:

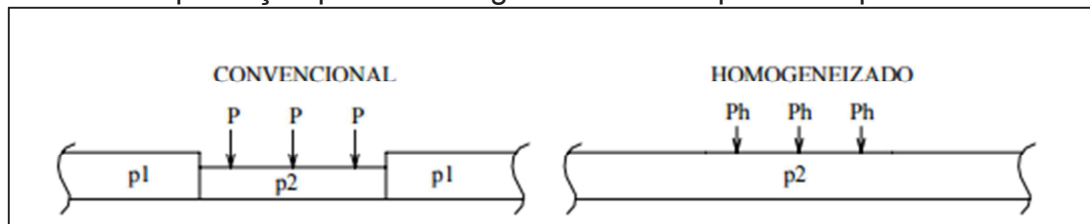
- G - Carga concentrada atuando nas extremidades em balanço das longarinas, devido aos esforços provenientes das alas, cortina, aterro sobre viga de reforço e o peso da viga de reforço (125,4 KN);
- g_1 – Carga uniformemente distribuída atuando sobre as extremidades da ponte provenientes do peso da barreira e da pingadeira (7,9 KN/m);
- g_2 - Carga concentrada por nó da malha, devido ao pavimento e mísulas das lajes (1,22 KN aplicado por nó no centro da ponte e 0,83 KN aplicado por nó das lajes em balanços da ponte).

Trem-Tipo

A classe utilizada neste trabalho para o Trem-Tipo foi a mesma proposta pelo autor do dimensionamento manual do Projeto 1. A classe C30 possui 35 KN por roda (após a homogeneização), além da carga de pelotão de 5KN/m^2 .

A homogeneização consiste em estender a carga distribuída p (5KN/m^2) também na área ocupada pelo veículo-tipo e subtrair das cargas concentradas dos veículos as parcelas correspondentes àquela homogeneização. Para a classe C30, a carga introduzida é o resultado da multiplicação entre a carga do pelotão (5KN/m^2) por 3 metros de largura do veículo e 6 metros de comprimento (largura e comprimento padronizados), resultado em 90KN. Este resultado será descontado dos 300KN correspondente à carga inicial do veículo-tipo. A carga final por roda é de 35 KN, decorrente dos 210KN dividido pelo número de rodas (6, neste caso para a classe C30).

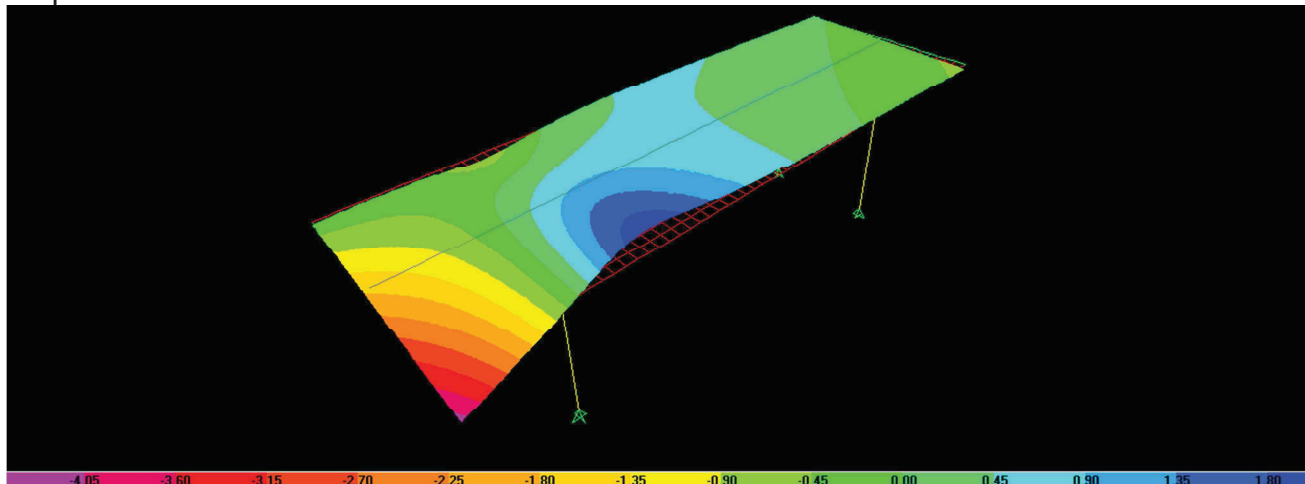
Figura 19 – Simplificação para o carregamento móvel permitida pela NBR 7188



Fonte: Cavalcanti (2004, p.11)

O estudo das posições mais desfavoráveis do trem-tipo foi escolhido a partir das superfícies de influência para cada uma das seções estudadas da longarina. De posse da superfície, foram carregadas apenas as regiões que resultavam nas situações mais desfavoráveis. Na Figura 20, exemplifica a posição do trem-tipo para a obtenção do momento fletor positivo e negativo na longarina, de acordo com aquela seção. Na Figura 21, é mostrada a posição do trem-tipo para a obtenção do esforço cortante, de acordo com aquela seção.

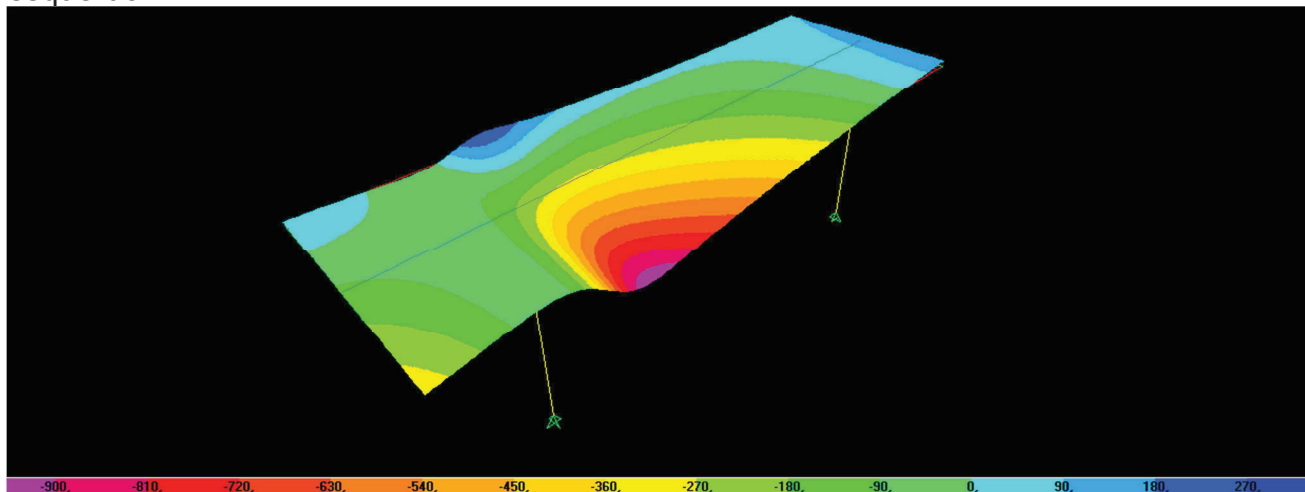
Figura 20 - Superfície de influência para o momento fletor a dois metros do apoio esquerdo



Fonte: Elaboração própria

O modelo elaborado gera uma superfície de influência para a aplicação da carga móvel. Nesta é possível observar as cotas de máximo positivo (azul escuro) e máximo negativo (magenta), que representa o ponto da posição do trem-tipo. A cor verde clara e verde um pouco mais escura representa as cotas do ponto de troca de sinal (positivo para o negativo), representando a posição da qual o pelotão deverá assumir para a obtenção dos máximos da qual se deseja.

Figura 21 - Superfície de influência para cortante a dois metros após o apoio esquerdo



Fonte: Elaboração própria

3.3.2 Combinações das ações

Estado limite último – ELU

São aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. Neste trabalho, foram utilizadas combinações últimas normais, obtidas conforme a Equação 27 ou 28, que resultassem no valor mais desfavorável.

$$F_{du} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q \quad \dots(27)$$

$$F_{du} = 1 \cdot g + 1,5 \cdot q \quad \dots(28)$$

Em que:

F_{du} é o esforço final combinado;

g é o esforço permanente;

q é o esforço variável.

Estado limite de serviço - ELS

São aqueles que correspondem à impossibilidade do uso normal da estrutura, estando relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional da mesma. Neste trabalho, serão utilizadas combinações frequentes, obtidas conforme a Equação 29 e a combinação quase permanente. Ambas servem para a verificação quanto à fadiga.

Combinação frequente

$$F_{du} = 1 \cdot g + 0,8 \cdot q \quad \dots(29)$$

Em que:

F_{du} é o esforço final combinado;

g é o esforço permanente;

q é o esforço variável.

Combinação quase permanente

$$F_{du} = 1 \cdot g \quad \dots(30)$$

Em que:

F_{du} é o esforço final combinado;

g é o esforço permanente.

3.4 Metodologia para análise da interação solo-estrutura

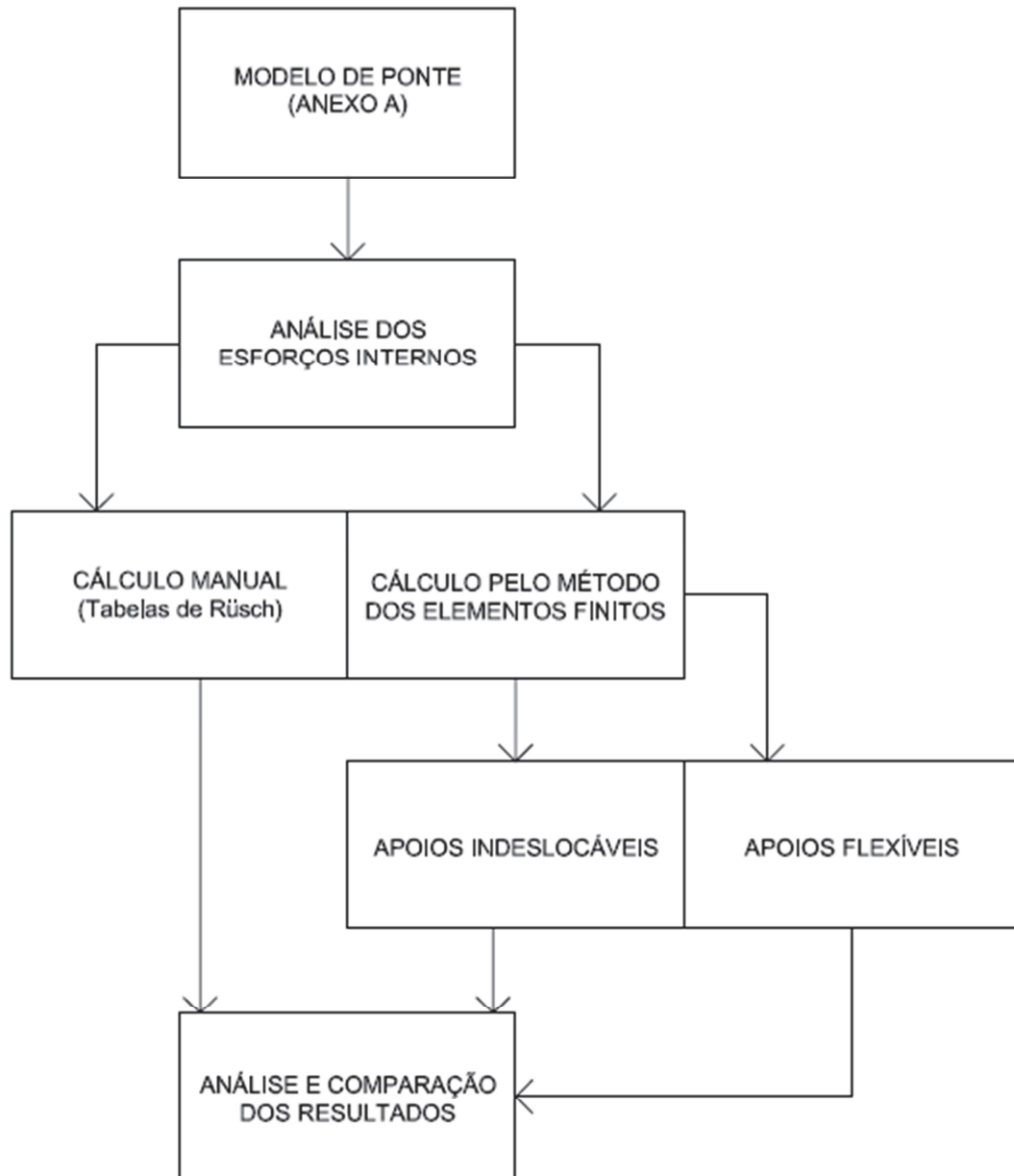
Inicialmente, analisou-se com o programa de cálculo o modelo estrutural de ponte (Projeto 1) com base indeslocável. Dessa forma, obteve-se os esforços em na ponte para o modelo computacional. Este modelo foi inicialmente comparado com os resultados do cálculo manual.

Uma vez determinadas as cargas na longarina, foram inseridos no modelo computacional os coeficientes de reação vertical e horizontal na base dos pilares, de forma a discretizar o solo como molas conforme o modelo de Winkler. Assim, fez-se novamente a análise do modelo, mas agora com base elástica, obtendo-se os esforços na longarina.

A comparação entre os modelos deu-se em função dos momentos fletores e esforços cortantes atuantes nas longarinas.

O fluxograma desta metodologia é ilustrado na Figura 22.

Figura 22 – Fluxograma de obtenção dos esforços internos



Fonte: Elaboração própria

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados e análises acerca da obtenção dos esforços internos na longarina, por meio do cálculo convencional manual e da análise computacional, com e sem interação solo-estrutura.

4.1 Cálculo manual convencional

Foi determinado ao longo da longarina os esforços cortantes e momentos fletores para determinadas seções. Estas seções estão ilustradas na figura 23.

Para obter os esforços internos na longarina por meio do cálculo manual convencional, Spernau [19--] aplicou as seguintes cargas:

G1 – Concentrada nas extremidades dos balanços, decorrente do peso da ala, cortina, mísula da laje central, viga de reforço, aterro sobre a viga de reforço, totalizando em 128,9 KN;

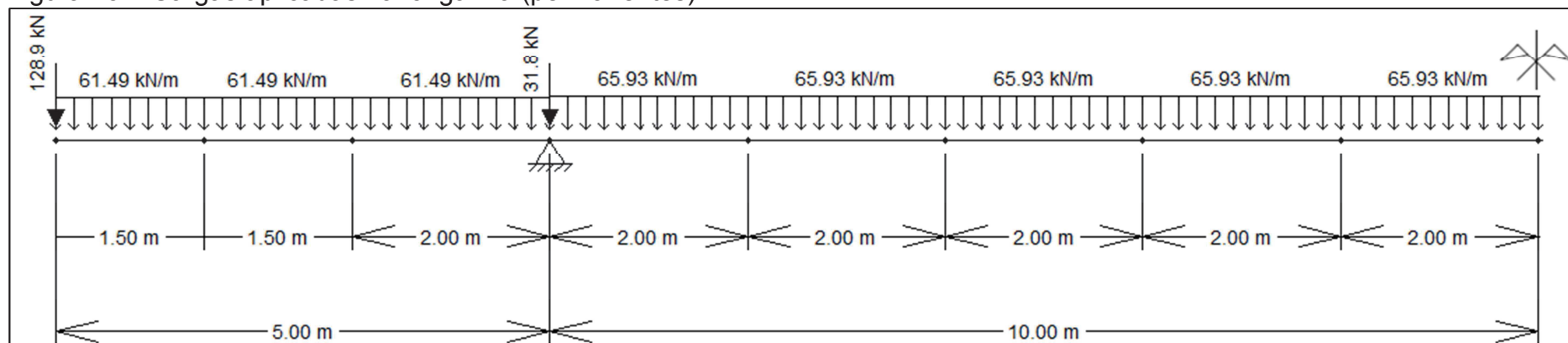
G2 – Concentrada sobre os apoios, decorrente do peso da transversina de apoio, mísulas da transversina, alargamento da viga principal, totalizando em 31,8 KN;

g1 – Distribuídas ao longo da ponte, decorrente da barreira, pingadeira, laje em balanço, laje central, viga principal, pavimentação, no valor de 62,5 KN/m;

g2 – Valor da carga distribuída g1 somado ao peso distribuído das transversinas do vão, totalizando em 65,93 KN/m.

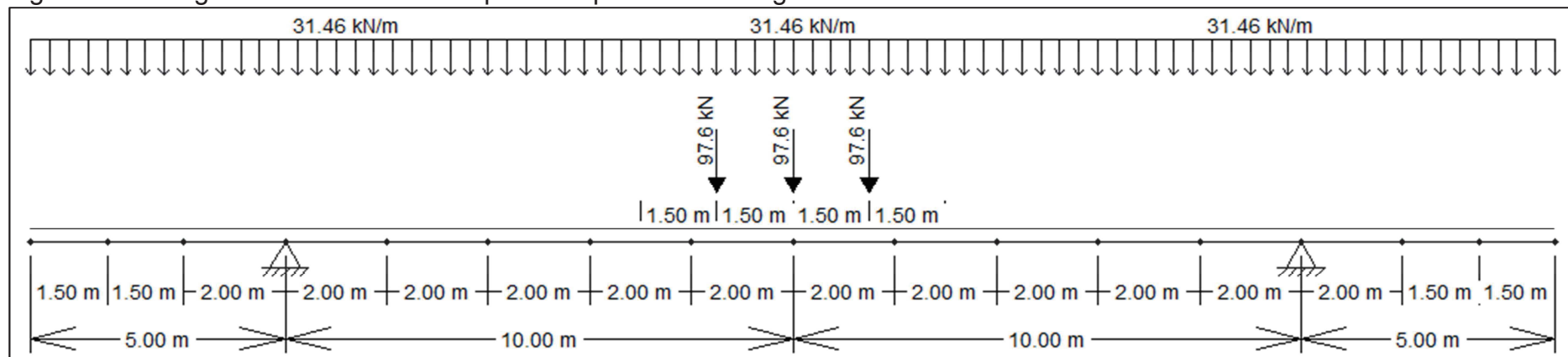
A disposição destas cargas na viga, também pode ser visualizada na figura 23. Para o Trem-Tipo C30, o autor, posicionou sobre a seção transversal as cargas do veículo homogeneizado de modo a obter-se a maior reação de apoio possível. Após multiplicá-las pelo coeficiente de impacto vertical, estes valores das reações, foram posteriormente dispostas ao longo da viga principal, para então serem determinados os esforços sobre a mesma, conforme ilustrado na Figura 24.

Figura 23 – Cargas aplicadas na longarina (permanentes)



Fonte: Elaboração própria

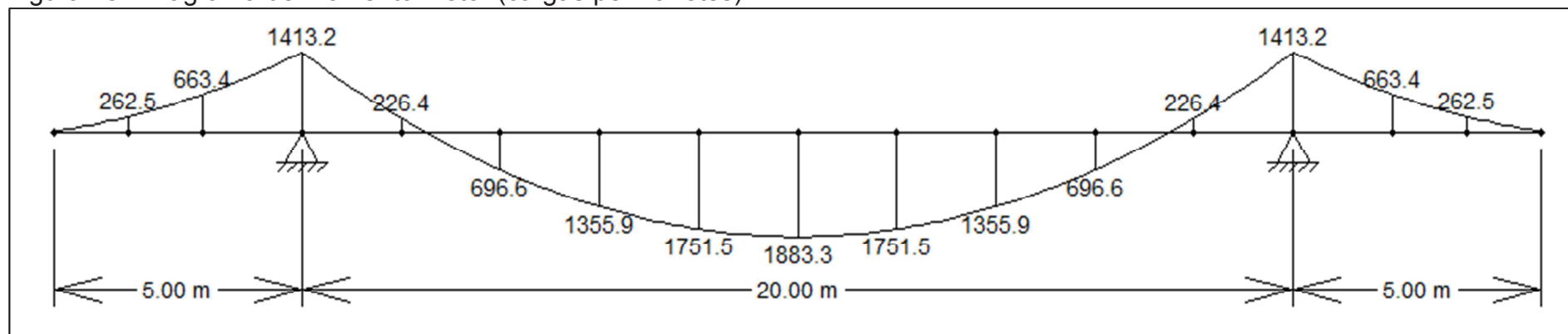
Figura 24 – Cargas varáveis do Trem-Tipo C30 aplicadas na longarina



Fonte: Elaboração própria

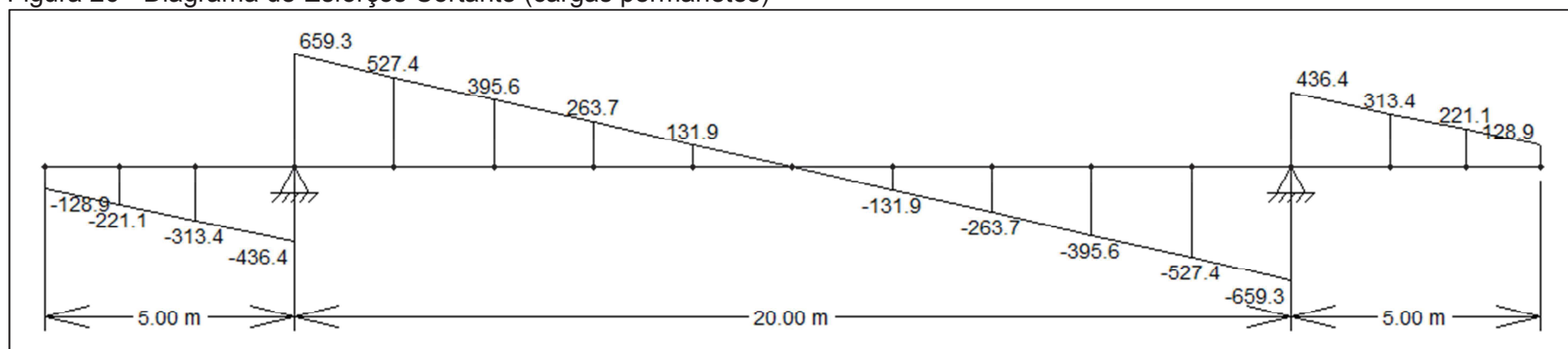
Para obter os esforços internos na longarina, de acordo com os carregamentos impostos, o autor utilizou linhas de influência. Neste trabalho, os diagramas de momento fletor decorrente da carga permanente (Figura 25), esforços cortantes decorrente da carga permanente (Figura 26), momento fletor decorrente da carga variável do trem-tipo (Figura 27) e dos esforços cortantes máximos e mínimos (Figura 28) também decorrentes da carga variável do trem-tipo, foram obtidos com o auxílio do *software Ftool*, que reproduz os mesmos resultados apresentados por Spernau.

Figura 25 - Diagrama de Momento Fletor (cargas permanentes)



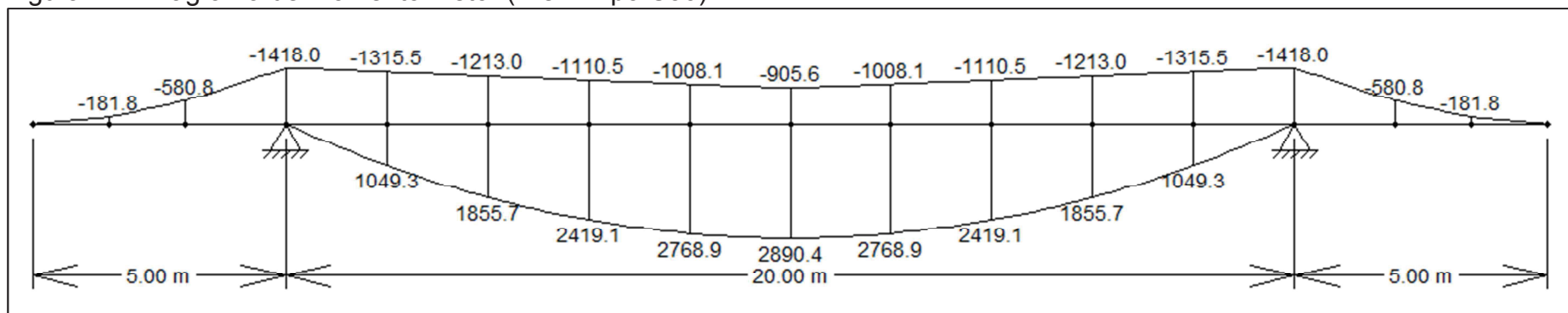
Fonte: Elaboração própria

Figura 26 - Diagrama de Esforços Cortante (cargas permanentes)



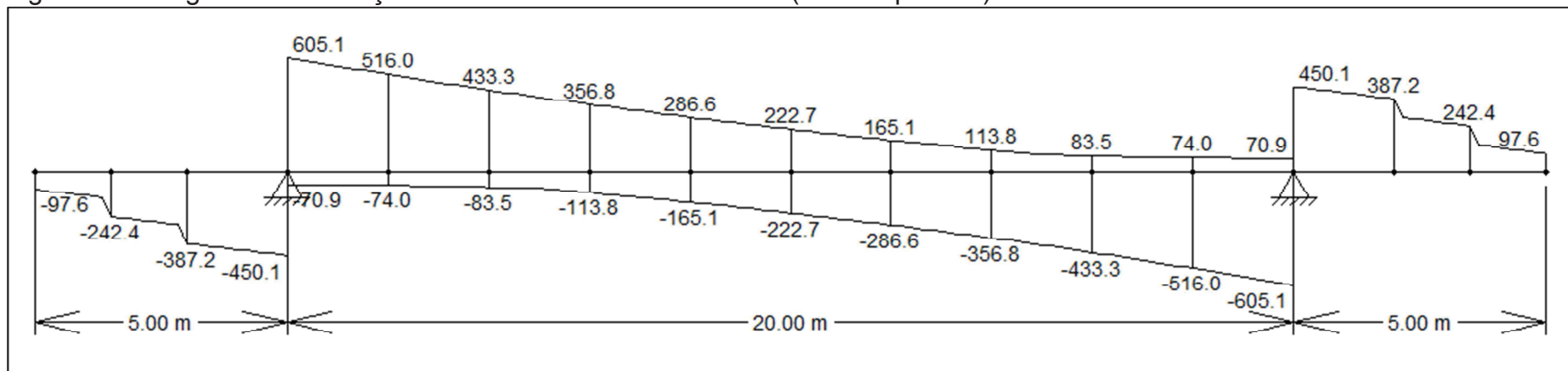
Fonte: Elaboração própria

Figura 27 - Diagrama de Momento Fletor (Trem-Tipo C30)



Fonte: Elaboração própria

Figura 28 - Diagrama de Esforços Cortante Máximos e Mínimos (Trem-Tipo C30)



Fonte: Elaboração própria

Os esforços encontrados foram dispostos nos Quadros 1 e 2. Nestes, os esforços característicos (retirados diretamente dos gráficos) foram combinados para o estado limite último e para o estado limite de serviço para verificação quanto à fadiga. O Quadro 1 representa a combinação dos momentos, seguido pelo Quadro 2 que apresenta os valores dos esforços cortantes.

Quadro 1 - Momentos Fletores (Cálculo Manual)

Trem-Tipo (classe):	30	Vão (m):	20	Balanço (m):	5	P (KN):	97,59	p (KN/m):	31,456
----------------------------	----	-----------------	----	---------------------	---	----------------	-------	------------------	--------

Seção	Mg (KN.m)	Mq+ (KN.m)	Mq- (KN.m)	Mdu+ (KN.m)	Mdu- (KN.m)	Md+ (utilização)		Md- (utilização)	
						máx.	mín.	máx.	mín.
II (1,5m)	-263	-	-182	-	-628	-	-	-409	-263
I (3m)	-663	-	-581	-	-1767	-	-	-1128	-663
0 (5m)	-1413	-	-1418	-	-4035	-	-	-2547	-1413
1 (7m)	-226	1049	-1315	1348	-2278	613	-	-1278	-226
2 (9m)	697	1856	-1213	3725	-1123	2182	697	-273	-
3 (11m)	1356	2419	-1110	5459	-309	3291	1356	-	-
4 (13m)	1752	2769	-1008	6519	-	3967	1752	-	-
5 (15m)	1884	2890	-906	6878	-	4196	1884	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Mg são momentos característicos decorrentes da carga permanente;

Mq+ e Mq- são momentos característicos decorrente da carga variável do trem-tipo C30;

Mdu+ e Mdu- são momentos de cálculo no estado limite último;

Md+ (utilização) e Md- (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

Quadro 2 - Esforços Cortantes (Cálculo Manual)

Trem-Tipo (classe):	30	Vão (m):	20	Balanço (m):	5	P (KN):	97,59	p (KN/m):	31,456
----------------------------	----	-----------------	----	---------------------	---	----------------	-------	------------------	--------

Seção	Vg (KN)	Vq+ (KN)	Vq- (KN)	Vdu+ (KN)	Vdu- (KN)	Vd+ (utilização)		Vd- (utilização)	
						máx.	mín.	máx.	mín.
III D (0m)	-129	-	-98	-	-321	-	-	-207	-129
II D (1,5m)	-221	-	-242	-	-661	-	-	-415	-221
I D (3m)	-313	-	-387	-	-1003	-	-	-623	-313
0 E (5m)	-436	-	-450	-	-1264	-	-	-796	-436
0 D (5m)	659	605	-71	1797	-	1143	602	-	-
1 (7m)	527	516	-74	1485	-	940	468	-	-
2 (9m)	396	433	-83	1184	-	742	330	-	-
3 (11m)	264	357	-114	892	-	550	173	-	-
4 (13m)	132	287	-165	609	-	362	-	-	-
5 (15m)	0	223	-223	335	-	178	-	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Vg são momentos característicos decorrentes da carga permanente;

Vq+ e Vq- são momentos característicos decorrente da carga variável do trem-tipo C30;

Vdu+ e Vdu- são momentos de cálculo no estado limite último;

Vd+ (utilização) e Vd- (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

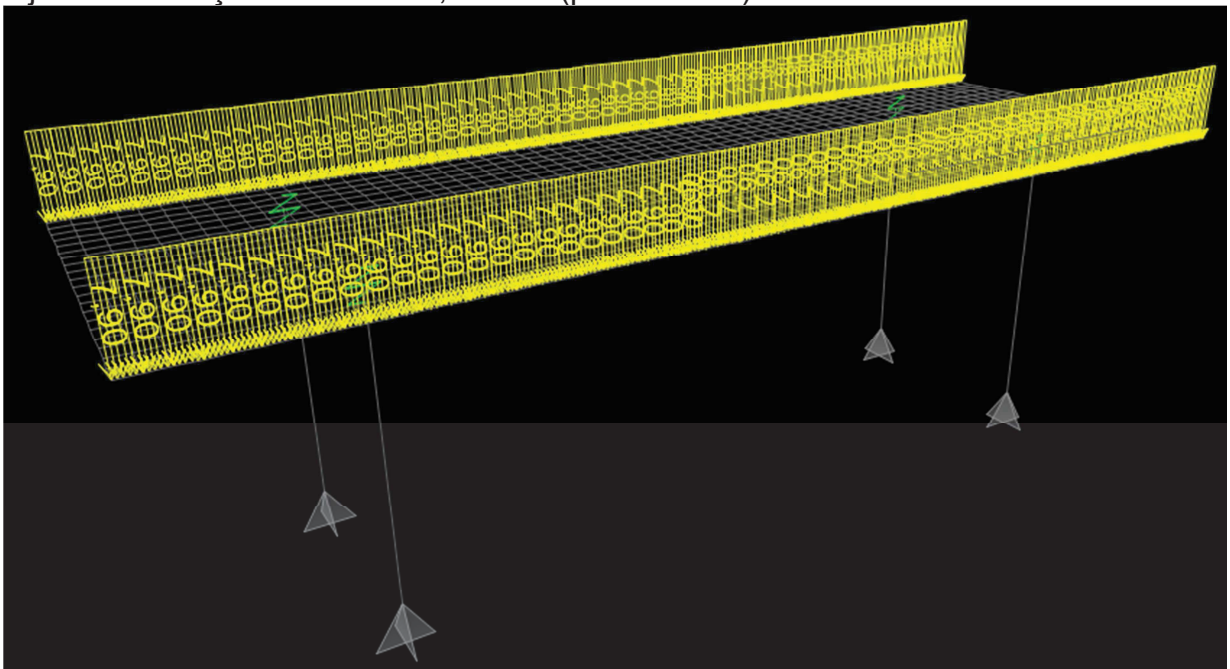
4.2 Cálculo pelo método dos elementos finitos

Os procedimentos para modelagem da estrutura no SAP2000 foram apresentados no capítulo 3 deste trabalho.

4.2.1 Apoios rígidos

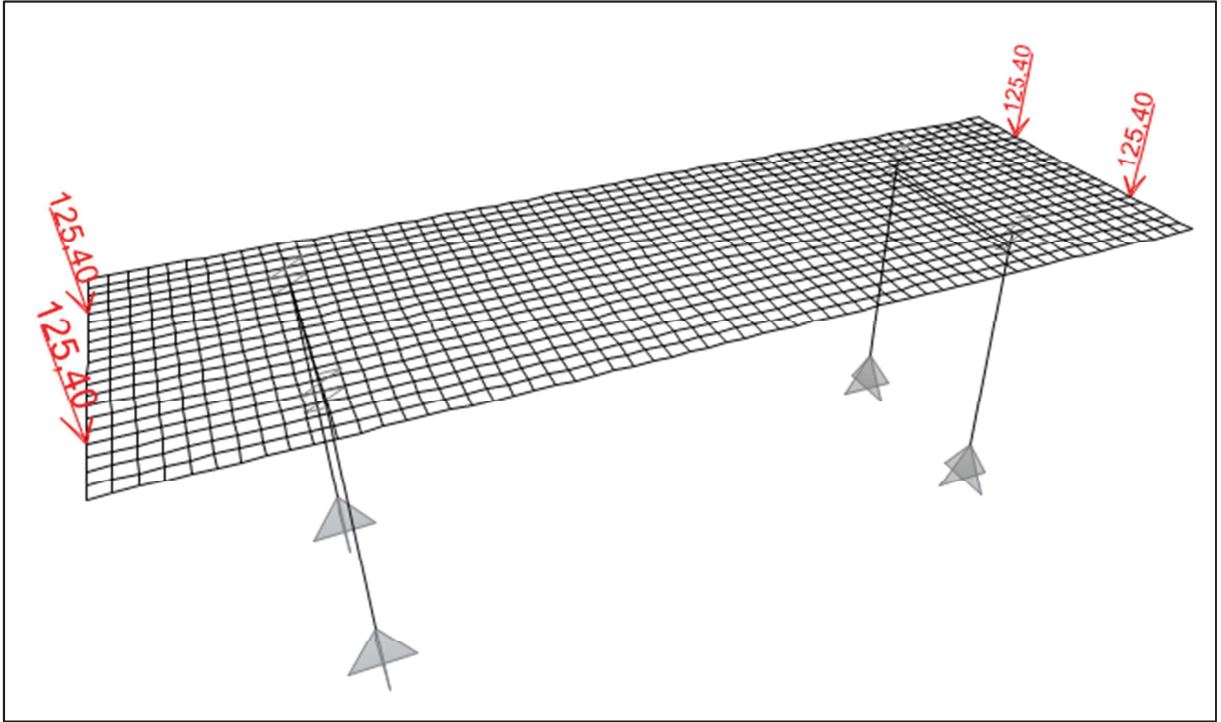
Os carregamentos aplicados no modelo em elementos finitos são apresentados nas Figuras 29 a 31. A Figura 30 ilustra o carregamento permanente distribuído ao longo do comprimento da ponte, aplicado na extremidade das lajes em balanço decorrentes das barreiras e pingadeiras. A Figura 30 apresenta as cargas concentradas aplicadas nas extremidades dos balanços das longarinas e, por fim, a Figura 31 ilustrando cargas aplicadas por nó, em que o valor de 2,05 kN é resultado da carga distribuída do pavimento concentrada para uma malha de 50x50cm.

Figura 29 – Carga distribuída aplicada ao longo do comprimento da longarina nas lajes em balanço no valor de 7,9 kN/m (permanente)



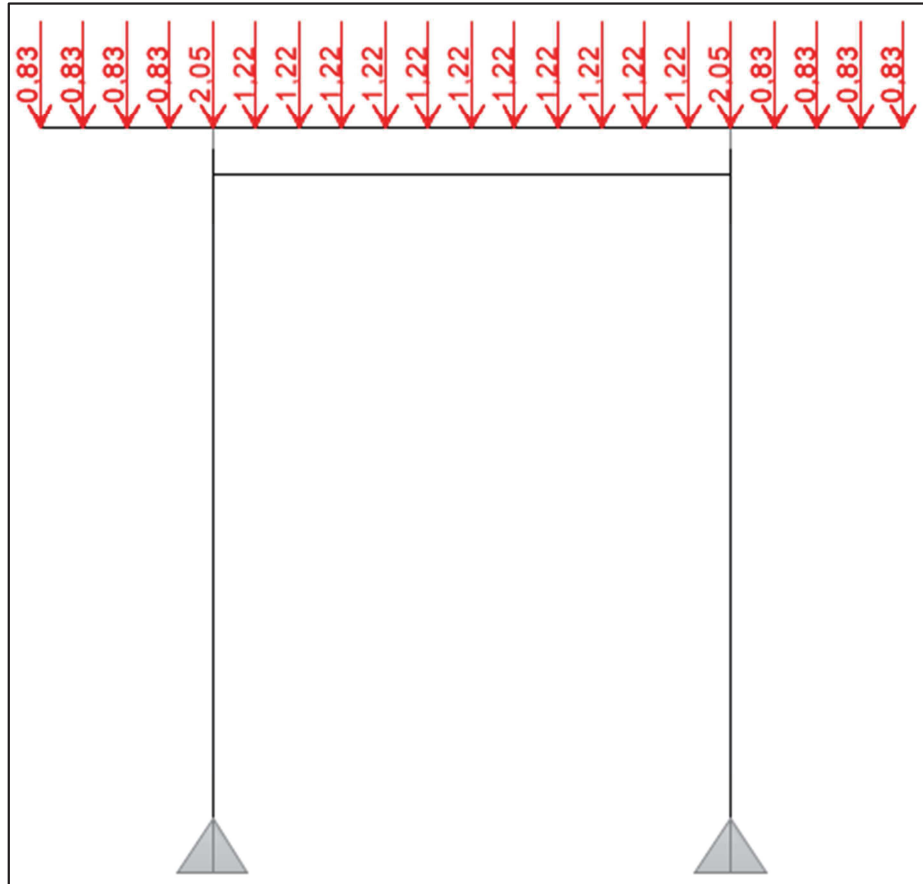
Fonte: Elaboração própria

Figura 30 – Carga concentrada nas extremidades dos balanços no valor de 125,4 KN (permanente)



Fonte: Elaboração própria

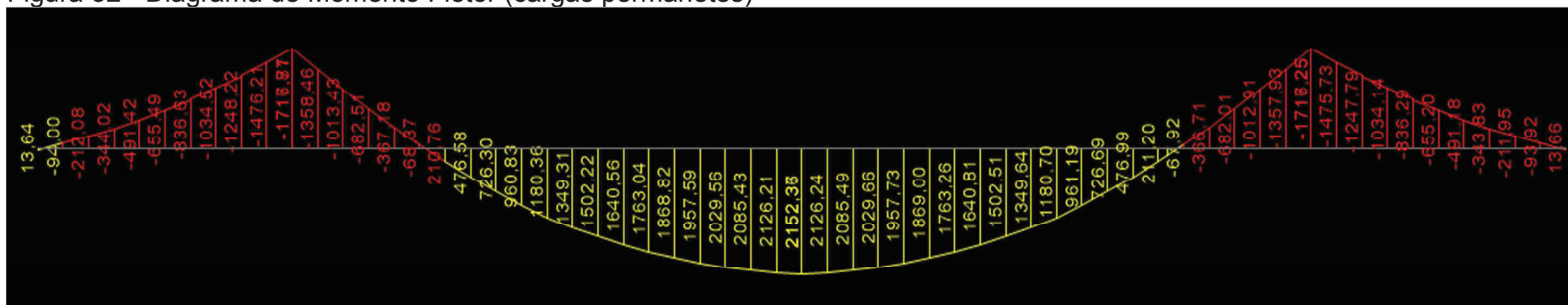
Figura 31 – Carga concentrada aplicada por nó em toda a ponte no valor de 0,83 KN, 1,22 KN (permanente)



Fonte: Elaboração própria

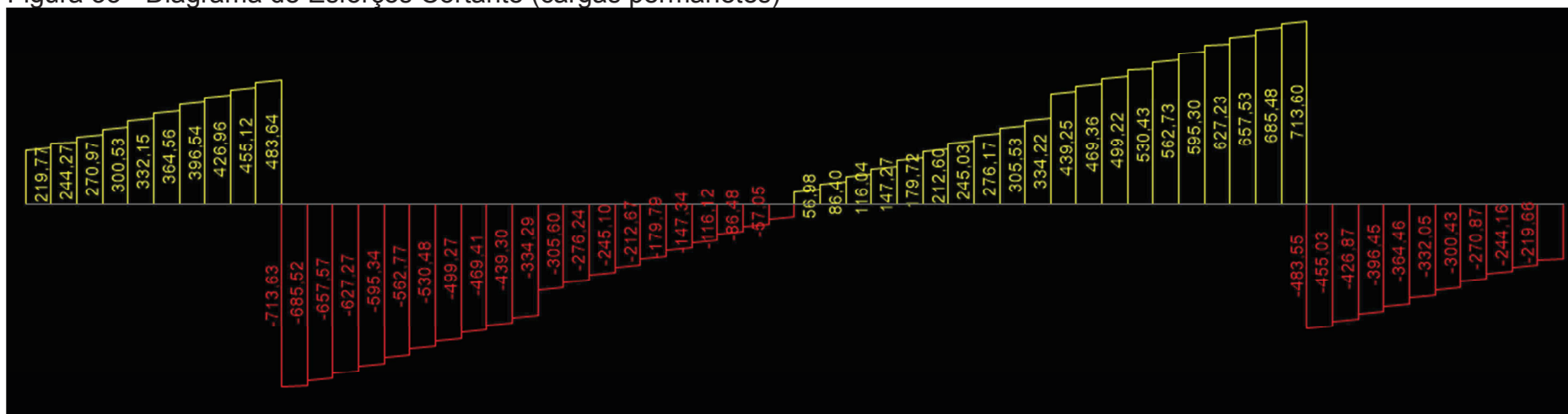
Assim como no cálculo manual, foram analisados os diagramas de esforços das Figuras 32, 33, 34, 35 e 36, retirando os esforços nas mesmas seções apresentadas no cálculo manual, e dispostas nos Quadros 3 e 4. Cabe ressaltar que o diagrama de esforços cortantes (Figura 33) está invertido, pois o carregamento foi lançado para a porção simétrica da ponte.

Figura 32 - Diagrama de Momento Fletor (cargas permanentes)



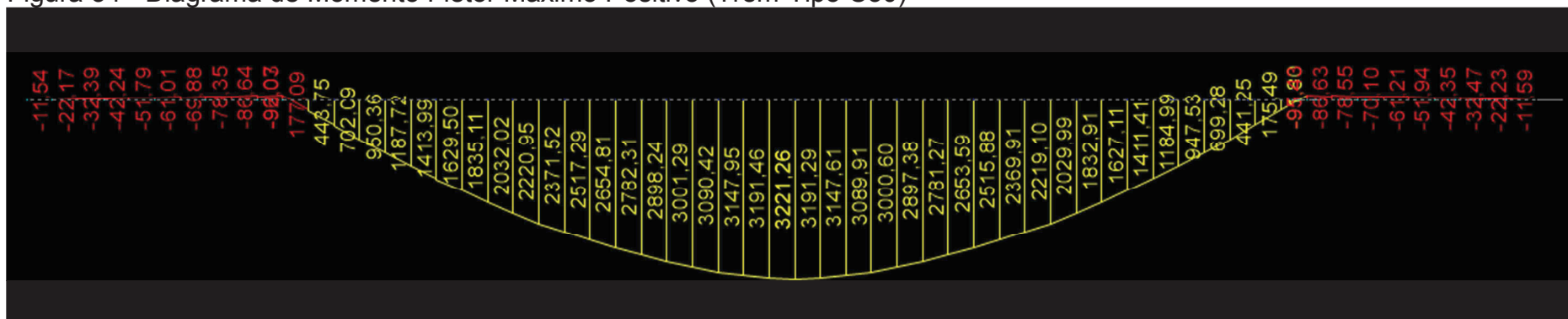
Fonte: Elaboração própria

Figura 33 - Diagrama de Esforços Cortante (cargas permanentes)



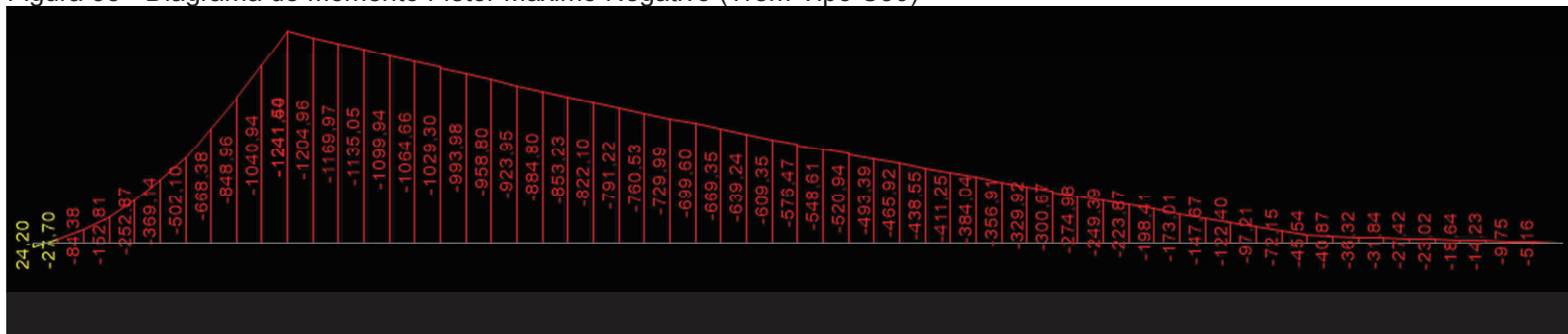
Fonte: Elaboração própria

Figura 34 - Diagrama de Momento Fletor Máximo Positivo (Trem-Tipo C30)



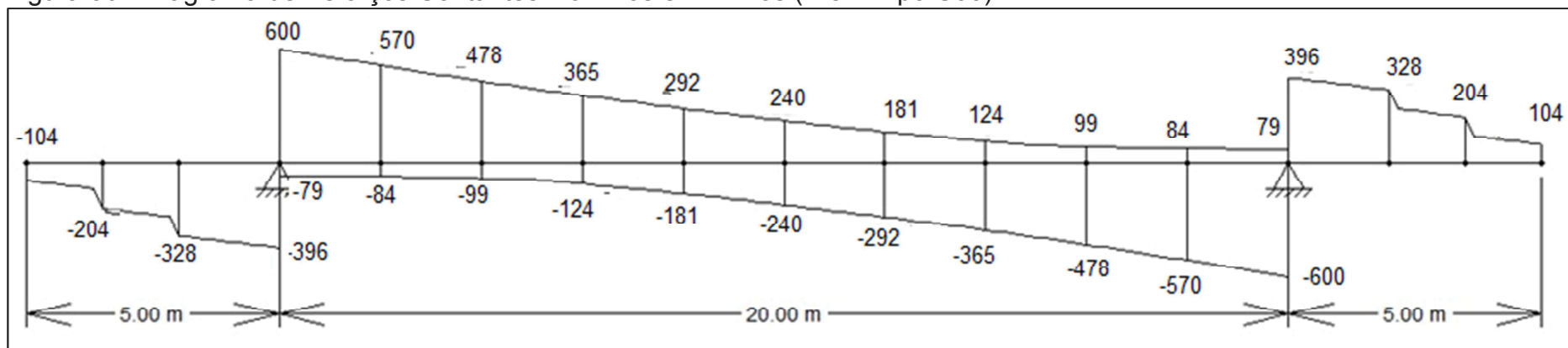
Fonte: Elaboração própria

Figura 35 - Diagrama de Momento Fletor Máximo Negativo (Trem-Tipo C30)



Fonte: Elaboração própria

Figura 36 - Diagrama de Esforços Contantes Máximos e Mínimos (Trem-Tipo C30)

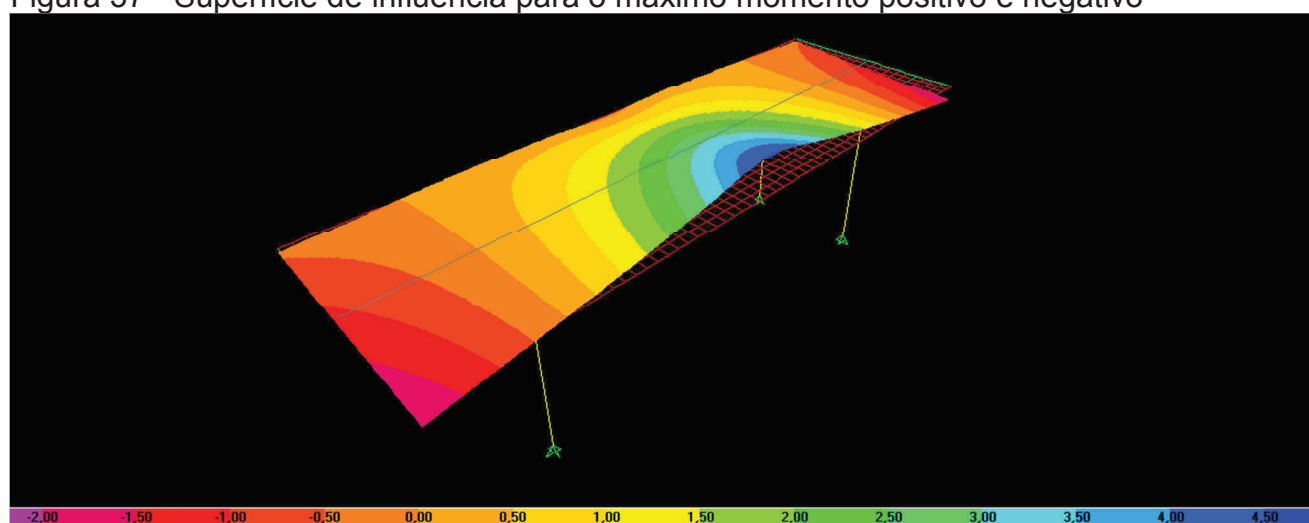


Fonte: Elaboração própria

As Figuras 34 e 35, em que mostram os valores máximos dos momentos fletores positivos e negativos é resultado do posicionamento do trem-tipo a partir da análise das superfícies de influência para a seção considerada a fim de se obter as maiores cargas. As superfícies de influência correspondente ao posicionamento do trem-tipo para a obtenção dos momentos máximo positivo e negativo estão ilustrados na Figura 37. A Figura 38 e 39 mostra a posição do trem-tipo e da carga do pelotão na obtenção dos esforços à esquerda e a direita do apoio.

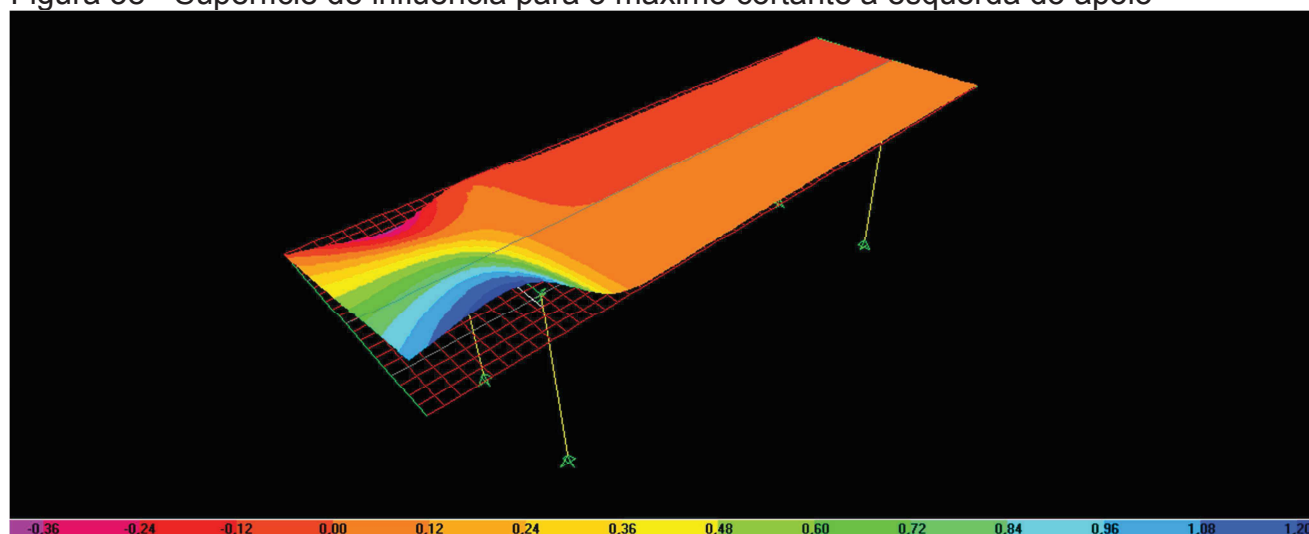
Nos Quadros 3 e 4 são mostrados os valores dos esforços característicos (retirados diretamente dos diagramas) e da combinação dos mesmos.

Figura 37 - Superfície de influência para o máximo momento positivo e negativo



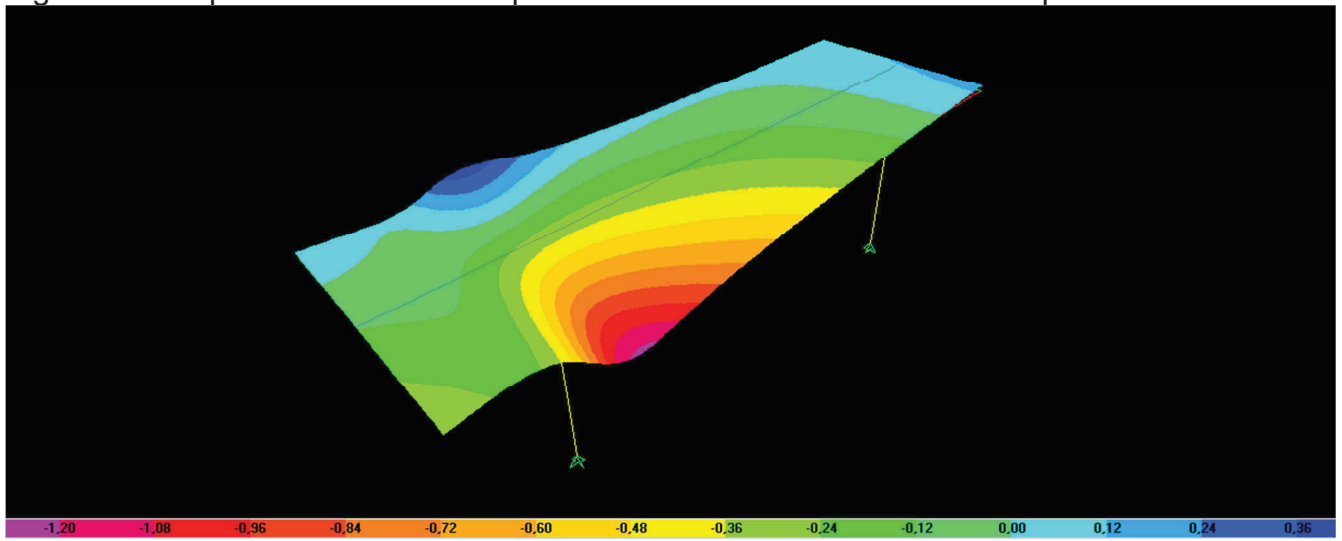
Fonte: Elaboração própria

Figura 38 - Superfície de influencia para o máximo cortante a esquerda do apoio



Fonte: Elaboração própria

Figura 39 - Superfície de influencia para o máximo cortante a direita do apoio



Fonte: Elaboração própria

Quadro 3 - Momentos Fletores (MEF apoios rígidos)

Trem-Tipo (classe):	30	Vão (m):	20	Balanço (m):	5	P (KN):	35	p (KN/m):	5
Seção	Mg (KN.m)	Mq+ (KN.m)	Mq- (KN.m)	Mdu+ (KN.m)	Mdu- (KN.m)	Md+ (utilização)		Md- (utilização)	
						máx.	mín.	máx.	mín.
II (1,5m)	-344	-	-153	-	-694	-	-	-466	-344
I (3m)	-837	-	-502	-	-1883	-	-	-1238	-837
0 (5m)	-1718	-	-1241	-	-4181	-	-	-2711	-1718
1 (7m)	-367	951	-1100	1059	-2146	394	-	-1247	-367
2 (9m)	727	1835	-959	3733	-712	2194	727	-40	-
3 (11m)	1503	2519	-822	5807	269	3518	1503	-	-
4 (13m)	1958	3003	-700	7147	-	4360	1958	-	-
5 (15m)	2152	3221	-576	7738	-	4729	2152	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Mg são momentos característicos decorrentes da carga permanente;

Mq+ e Mq- são momentos característicos decorrente da carga variável do trem-tipo C30;

Mdu+ e Mdu- são momentos de cálculo no estado limite último;

Md+ (utilização) e Md- (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

Quadro 4 - Esforços Cortantes (MEF apoios rígidos)

Trem-Tipo (classe):	30	Vão (m):	20	Balanço (m):	5	P (KN):	35	p (KN/m):	5
Seção	Vg (KN)	Vq+ (KN)	Vq- (KN)	Vdu+ (KN)	Vdu- (KN)	Vd+ (utilização)		Vd- (utilização)	
						máx.	mín.	máx.	mín.
III D (0m)	-211	-	-104	-	-440	-	-	-294	-211
II D (1,5m)	-271	-	-204	-	-672	-	-	-434	-271
I D (3m)	-365	-	-328	-	-984	-	-	-627	-365
0 E (5m)	-484	-	-396	-	-1247	-	-	-800	-484
0 D (5m)	714	600	-79	1863	-	1193	650	-	-
1 (7m)	595	570	-84	1658	-	1051	528	-	-
2 (9m)	469	478	-99	1351	-	852	390	-	-
3 (11m)	277	365	-124	921	-	569	177	-	-
4 (13m)	147	292	-181	638	-	381	-	-	-
5 (15m)	0	240	-240	360	-	192	-	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Vg são momentos característicos decorrentes da carga permanente;

Vq+ e Vq- são momentos característicos decorrente da carga variável do trem-tipo C30;

V_{du+} e V_{du-} são momentos de cálculo no estado limite último;
 V_{d+} (utilização) e V_{d-} (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

4.2.2 Apoios flexíveis

Após as obtenções dos esforços internos pelo cálculo computacional utilizando apoios indeslocáveis, foram inseridos na base dos pilares os coeficientes de mola a fim de simular a deformação do solo. Toda a estrutura e as cargas aplicadas sobre a mesma são idênticos ao modelo com apoios rígidos.

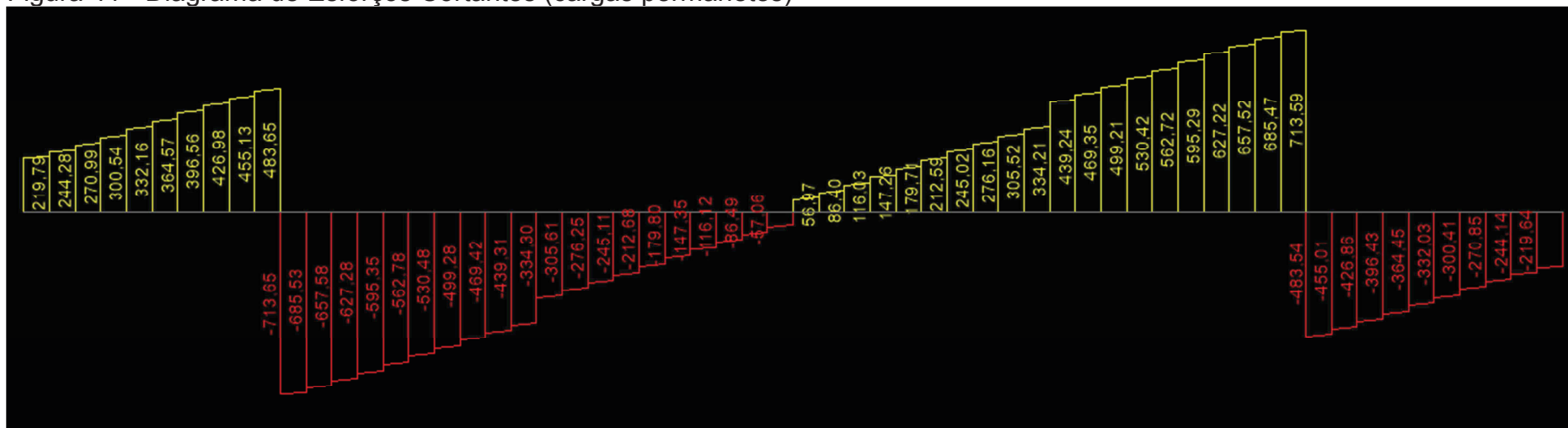
Na sequencia são mostrados os diagramas de esforço cortante e momento fletor na longarina para o modelo com ISE.

Figura 40 - Diagrama de Momento Fletor (cargas permanentes)



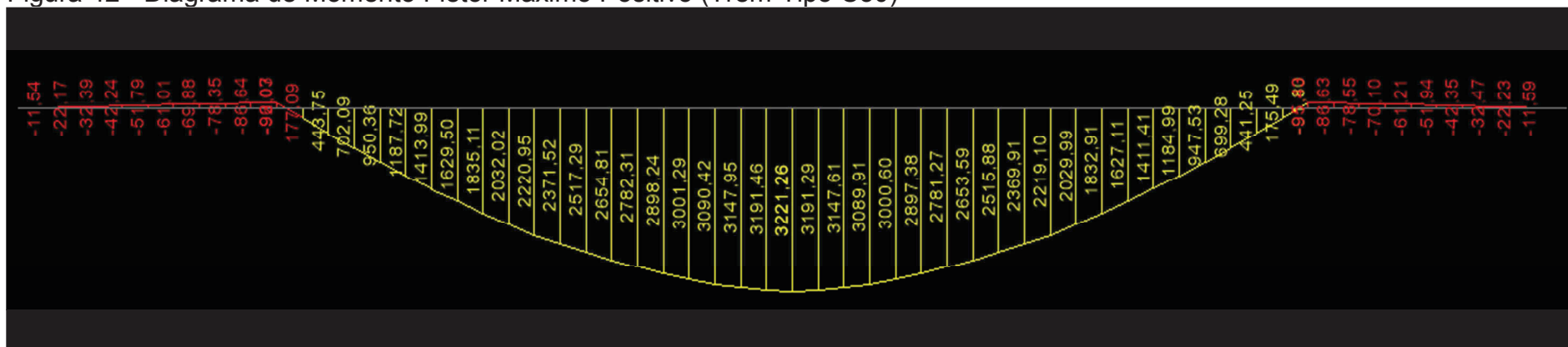
Fonte: Elaboração própria

Figura 41 - Diagrama de Esforços Cortantes (cargas permanentes)



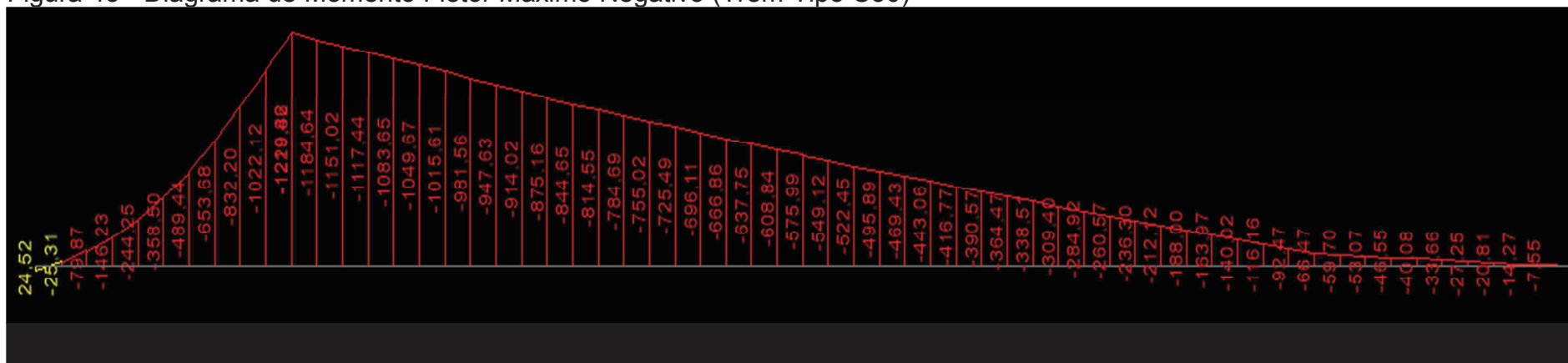
Fonte: Elaboração própria

Figura 42 - Diagrama de Momento Fletor Máximo Positivo (Trem-Tipo C30)



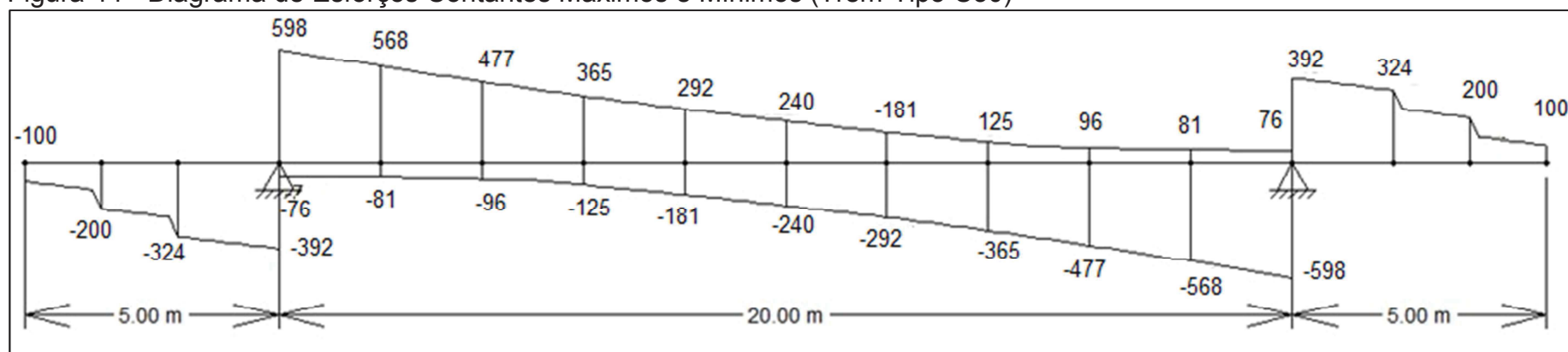
Fonte: Elaboração própria

Figura 43 - Diagrama de Momento Fletor Máximo Negativo (Trem-Tipo C30)



Fonte: Elaboração própria

Figura 44 - Diagrama de Esforços Contantes Máximos e Mínimos (Trem-Tipo C30)



Fonte: Elaboração própria

Os Quadros 5 e 6 resumem os esforços nas longarinas para o caso com interação solo-estrutura.

Quadro 5 - Momentos Fletores (MEF apoios flexíveis)

Trem-Tipo (classe):	30	Vão (m):	20	Balanço (m):	5	P (KN):	35	p (KN/m):	5
Seção	Mg (KN.m)	Mq+ (KN.m)	Mq- (KN.m)	Mdu+ (KN.m)	Mdu- (KN.m)	Md+ (utilização)		Md- (utilização)	
						máx.	mín.	máx.	mín.
II (1,5m)	-344	-	-146	-	-684	-	-	-461	-344
I (3m)	-837	-	-489	-	-1864	-	-	-1228	-837
0 (5m)	-1718	-	-1220	-	-4150	-	-	-2694	-1718
1 (7m)	-367	951	-1084	1059	-2121	394	-	-1234	-367
2 (9m)	726	1835	-948	3733	-695	2194	726	-32	-
3 (11m)	1502	2519	-815	5807	-	3518	1502	-	-
4 (13m)	1958	3003	-696	7147	-	4360	1958	-	-
5 (15m)	2152	3221	-576	7738	-	4729	2152	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Mg são momentos característicos decorrentes da carga permanente;

Mq+ e Mq- são momentos característicos decorrente da carga variável do trem-tipo C30;

Mdu+ e Mdu- são momentos de cálculo no estado limite último;

Md+ (utilização) e Md- (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

Quadro 6 - Esforços Cortantes (MEF apoios flexíveis)

Trem-Tipo (classe):	30	Vão (m):	20	Balanço (m):	5	P (KN):	35	p (KN/m):	5
----------------------------	----	-----------------	----	---------------------	---	----------------	----	------------------	---

Seção	Vg (KN)	Vq+ (KN)	Vq- (KN)	Vdu+ (KN)	Vdu- (KN)	Vd+ (utilização)		Vd- (utilização)	
						máx.	mín.	máx.	mín.
III D (0m)	-211	-	-100	-	-434	-	-	-290	-211
II D (1,5m)	-271	-	-200	-	-666	-	-	-431	-271
I D (3m)	-365	-	-324	-	-978	-	-	-624	-365
0 E (5m)	-484	-	-392	-	-1240	-	-	-797	-484
0 D (5m)	714	598	-76	1860	-	1192	653	-	-
1 (7m)	595	568	-81	1656	-	1050	530	-	-
2 (9m)	469	477	-96	1349	-	851	392	-	-
3 (11m)	276	365	-125	920	-	568	176	-	-
4 (13m)	147	292	-181	637	-	381	-	-	-
5 (15m)	0	240	-240	360	-	192	-	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Vg são momentos característicos decorrentes da carga permanente;

Vq+ e Vq- são momentos característicos decorrente da carga variável do trem-tipo C30;

Vdu+ e Vdu- são momentos de cálculo no estado limite último;

Vd+ (utilização) e Vd- (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

4.3 Análises dos resultados

4.3.1 Cálculo manual versus cálculo pelo método dos elementos finitos (apoios rígidos)

Os Quadros 7 e 8 comparam os esforços obtidos da modelagem do Projeto 1 no SAP2000 considerando apoios rígidos, com os valores do cálculo manual convencional.

No Quadro 7, as divergências percentuais entre os resultados são mais significativas a dois metros do apoio (seção 1 [7m]), isso para o momento fletor de cálculo positivo (M_{du+}) com 21,38% e diferença de 288KN.m. Já quando se analisa os momentos fletor de cálculo negativos (M_{du-}) a diferença percentual é mais acentuada a quatro metros (seção 2 [9m]) do apoio com 36,61% e diferença de valor com 411KN.m. Quando comparado em termos de valores, as maiores diferenças estão na seção 5 para o M_{d+} , com 859 KN.m de diferença.

O Quadro 8 mostra valores dos momentos fletor de utilização, em que a diferença percentual mais acentuada esta na seção 1 com 35,80% para a combinação frequente (máxima) no momento de utilização positivo, sendo 220 KN.m de diferença entre valores. Na seção 5, para o M_{d+} de utilização, a diferença máxima entre valores chega a 533KN.m.

No Quadro 9, em que mostra os valores dos momentos também combinados para o estado limite de serviço, mas negativos, a diferença percentual chega a 85,24% (máx.) na seção 2 com 233 KN.m de diferenças entre valores. Na seção 1 o valor da combinação mínima chega a 62,47% de diferença, sendo 141 KN.m de diferença nos valores. A máxima diferença entre valores, ocorre em cima do apoio, na seção 0, com 305 KN.m no momento fletor de utilização negativo mínimo.

Quadro 7 - Momentos Fletores de Cálculo (Cálculo Manual x MEF Rígido)

Seção	Mdu+ (KN.m)		Diferença	%	Mdu- (KN.m)		Diferença	%
	Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido			Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido		
II (1,5m)	-	-	-	-	-628	-694	66	10,44
I (3m)	-	-	-	-	-1767	-1883	116	6,57
0 (5m)	-	-	-	-	-4035	-4181	147	3,63
1 (7m)	1348	1059	288	21,38	-2278	-2146	132	5,80
2 (9m)	3725	3733	8	0,22	-1123	-712	411	36,61
3 (11m)	5459	5807	348	6,38	-309	-	40	12,83
4 (13m)	6519	7147	628	9,64	-	-	-	-
5 (15m)	6878	7738	859	12,49	-	-	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Mdu+ e Mdu- são momentos de cálculo no estado limite último;

Quadro 8 - Momentos Fletores de Utilização (Cálculo Manual x MEF Rígido)

Seção	Md+ (utilização) (KN.m)				Diferença	%	Diferença	%
	Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido	Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido				
	máx.	máx.	mín.	mín.	máx.	mín.		
II (1,5m)	-	-	-	-	-	-	-	-
I (3m)	-	-	-	-	-	-	-	-
0 (5m)	-	-	-	-	-	-	-	-
1 (7m)	613	394	-	-	220	35,80	-	-
2 (9m)	2182	2194	697	727	13	0,58	30	4,26
3 (11m)	3291	3518	1356	1503	227	6,89	147	10,80
4 (13m)	3967	4360	1752	1958	393	9,90	206	11,74
5 (15m)	4196	4729	1884	2152	533	12,71	268	14,24

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Md+ (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

Quadro 9 - Momentos Fletores de Utilização (Cálculo Manual x MEF Rígido)

Seção	Md- (utilização) (KN.m)				Diferença	%	Diferença	%
	Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido	Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido				
	máx.	máx.	mín.	mín.	máx.	mín.		
II (1,5m)	-409	-466	-263	-344	58	14,11	81	30,81
I (3m)	-1128	-1238	-663	-837	111	9,80	174	26,19
0 (5m)	-2547	-2711	-1413	-1718	163	6,42	305	21,57
1 (7m)	-1278	-1247	-226	-367	31	2,42	141	62,47
2 (9m)	-273	-40	-	-	233	85,24	-	-
3 (11m)	-	-	-	-	-	-	-	-
4 (13m)	-	-	-	-	-	-	-	-
5 (15m)	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Md- (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

No Quadro 10 os esforços cortantes de cálculo teve na seção 1 (7m) a maior diferença percentual com 14,08%, e com 167 KN de diferença entre valores para o cortante positivo. Para o cortante negativo, houve uma diferença de 37,08%, com 119 KN de diferença. A máxima diferença encontrada entre cargas foi na seção 0 D, logo após o apoio, em que o cortante de cálculo positivo teve uma diferença de 173 KN.

No Quadro 11, as maiores diferenças percentuais coincidiram na mesma seção 2 (9m), com 14,64% no valor Máximo do cortante de utilização positivo, sendo 109 KN a diferença entre cargas, assim como uma diferença de 19,01% no valor Mínimo no cortante de utilização positivo, com 63 KN a diferença entre cargas.

No Quadro 12, ambas as maiores diferenças aconteceram no início da seção (III D [0m]), com 41,66%, sendo 86 KN a variação entre cargas para no máximo e 63,39% no mínimo, com 82 KN a variação entre cargas.

Quadro 10 - Esforços Cortantes de Cálculo (Cálculo Manual x MEF Rígido)

Seção	Vdu+ (KN)		Diferença	%	Vdu- (KN)		Diferença	%
	Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido			Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido		
III D (0m)	-	-	-	-	-321	-440	119	37,08
II D (1,5m)	-	-	-	-	-661	-672	11	1,63
I D (3m)	-	-	-	-	-1003	-984	19	1,86
0 E (5m)	1797	1863	66	3,65	-1264	-1247	17	1,33
0 D (5m)	1485	1658	173	11,65	-321	-440	119	37,08
1 (7m)	1184	1351	167	14,08	-661	-672	11	1,63
2 (9m)	892	921	29	3,27	-	-	-	-
3 (11m)	609	638	29	4,74	-	-	-	-
4 (13m)	335	360	25	7,58	-	-	-	-
5 (15m)	0	0	0	0,00	0	0	0	0,00

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Vdu+ e Vdu- são momentos de cálculo no estado limite último;

Quadro 11 - Esforços Cortantes de Utilização (Cálculo Manual x MEF Rígido)

Seção	Vd+ (utilização) (KN)				Diferença	%	Diferença	%
	Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido	Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido				
	máx.	máx.	mín.	mín.	máx.	mín.		
III D (0m)	-	-	-	-	-	-	-	-
II D (1,5m)	-	-	-	-	-	-	-	-
I D (3m)	-	-	-	-	-	-	-	-
0 E (5m)	-	-	-	-	-	-	-	-
0 D (5m)	1143	1192	602,2	653	49	4,26	51	8,39
1 (7m)	939,8	1050	467,8	530	110	11,74	62	13,34
2 (9m)	742,4	851	329,6	392	109	14,64	63	19,01
3 (11m)	549,6	568	172,8	176	18	3,34	3	1,99
4 (13m)	361,6	381	-	-	20	5,42	-	-
5 (15m)	178,4	192	-	-	14	7,77	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Vd+ (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

Quadro 12 - Esforços Cortantes de Utilização (Cálculo Manual x MEF Rígido)

Seção	Vd- (utilização) (KN)				Diferença	%	Diferença	%
	Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido	Cálculo Manual	MEF Apoio Rígido				
	máx.	máx.	mín.	mín.	máx.	mín.		
III D (0m)	-207	-294	-129	-211	86	41,66	82	63,39
II D (1,5m)	-415	-434	-221	-271	20	4,76	50	22,61
I D (3m)	-623	-627	-313	-365	4	0,72	52	16,47
0 E (5m)	-796	-800	-436	-484	4	0,55	48	10,93
0 D (5m)	-	-	-	-	-	-	-	-
1 (7m)	-	-	-	-	-	-	-	-
2 (9m)	-	-	-	-	-	-	-	-
3 (11m)	-	-	-	-	-	-	-	-
4 (13m)	-	-	-	-	-	-	-	-
5 (15m)	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Vd- (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

4.3.2 Cálculo pelo método dos elementos finitos (apoios rígidos) versus cálculo pelo método dos elementos finitos (apoios flexíveis)

Quando se compara os esforços com ISE e sem ISE, pôde-se perceber pouca diferença nos valores comparados, diferentemente do sugerido na bibliografia estudada.

Nos Quadros 13 e 14 é possível perceber que houve variação apenas nos momentos negativos e, mesmo assim, de pequena magnitude. Nos momentos negativos a máxima diferença foi de 31KN.m, mas quando comparado em porcentagem com o apoio rígido, a diferença é de somente de 0,75%.

Quadro 13 - Momentos Fletores de Cálculo (MEF Rígido x MEF Flexível)

Seção	Mdu+ (KN.m)		Diferença	%	Mdu- (KN.m)		Diferença	%
	MEF Apoio Rígido	MEF Apoio Flexível			MEF Apoio Rígido	MEF Apoio Flexível		
II (1,5m)	-	-	-	-	-694	-684	10	1,42
I (3m)	-	-	-	-	-1883	-1864	19	1,01
0 (5m)	-	-	-	-	-4181	-4150	31	0,75
1 (7m)	1059	1059	0	0,01	-2146	-2121	24	1,13
2 (9m)	3733	3733	0	0,00	-712	-695	16	2,29
3 (11m)	5807	5807	0	0,01	-	-	-	-
4 (13m)	7147	7147	0	0,00	-	-	-	-
5 (15m)	7738	7738	0	0,00	-	-	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Mdu+ e Mdu- são momentos de cálculo no estado limite último;

Quadro 14 - Momentos Fletores de Utilização (MEF Rígido x MEF Flexível)

Seção	Md+ (utilização)				Diferença máx.	%	Diferença mín.	%
	MEF Apoio Rígido máx.	MEF Apoio Flexível máx.	MEF Apoio Rígido mín.	MEF Apoio Flexível mín.				
II (1,5m)	-	-	-	-	-	-	-	-
I (3m)	-	-	-	-	-	-	-	-
0 (5m)	-	-	-	-	-	-	-	-
1 (7m)	394	394	-	-	0	0,02	-	-
2 (9m)	2194	2194	727	726	0	0,00	0	0,06
3 (11m)	3518	3518	1503	1502	0	0,01	0	0,02
4 (13m)	4360	4360	1958	1958	0	0,00	0	0,01
5 (15m)	4729	4729	2152	2152	0	0,00	0	0,00

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Md+ (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

Quadro 15 - Momentos Fletores de Utilização (MEF Rígido x MEF Flexível)

Seção	Md- (utilização)				Diferença	%	Diferença	%
	MEF Apoio Rígido	MEF Apoio Flexível	MEF Apoio Rígido	MEF Apoio Flexível				
	máx.	máx.	mín.	mín.	máx.	mín.		
II (1,5m)	-466	-461	-344	-344	5	1,12	0	0,01
I (3m)	-1238	-1228	-837	-837	10	0,81	0	0,01
0 (5m)	-2711	-2694	-1718	-1718	17	0,61	0	0,00
1 (7m)	-1247	-1234	-367	-367	13	1,04	0	0,02
2 (9m)	-40	-32	-	-	9	21,08	-	-
3 (11m)	-	-	-	-	-	-	-	-
4 (13m)	-	-	-	-	-	-	-	-
5 (15m)	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Md- (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

No Quadro 15, houve uma diferença percentual de 21,08%, entretanto a diferença quantitativa foi de 9KN. Houve uma porcentagem acentuada, devido ao valor baixo das cargas.

No Quadro 16, em que mostra os valores dos esforços cortantes de Cálculo, somente os valores negativos não tiveram mudanças acima de 1,5%, em que a máxima foi de 1,41%, mas com diferença de somente 6KN.

Quadro 16 - Esforços Cortantes de Cálculo (MEF Rígido x MEF Flexível)

Seção	Vdu+ (KN)		Diferença	%	Vdu- (KN)		Diferença	%
	MEF Apoio Rígido	MEF Apoio Flexível			MEF Apoio Rígido	MEF Apoio Flexível		
III D (0m)	-	-	-	-	-440	-434	6	-
II D (1,5m)	-	-	-	-	-672	-666	6	-
I D (3m)	-	-	-	-	-984	-978	6	-
0 E (5m)	1863	1860	3	0,16	-1247	-1240	6	-
0 D (5m)	1658	1656	2	0,13	-440	-434	6	-
1 (7m)	1351	1349	1	0,10	-672	-666	6	-
2 (9m)	921	920	1	0,12	-	-	-	-
3 (11m)	638	637	0	0,02	-	-	-	-
4 (13m)	360	360	1	0,18	-	-	-	-
5 (15m)	0	0	0	0,00	0	0	0	0,00

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Vdu+ e Vdu- são momentos de cálculo no estado limite último;

Quadro 17 - Esforços Cortantes de Utilização (MEF Rígido x MEF Flexível)

Seção	Vd+ (utilização)				Diferença máx.	%	Diferença mín.	%
	MEF Apoio Rígido máx.	MEF Apoio Flexível máx.	MEF Apoio Rígido mín.	MEF Apoio Flexível mín.				
III D (0m)	-	-	-	-	-	-	-	-
II D (1,5m)	-	-	-	-	-	-	-	-
I D (3m)	-	-	-	-	-	-	-	-
0 E (5m)	-	-	-	-	-	-	-	-
0 D (5m)	1193	1192	650	653	2	0,13	2	0,34
1 (7m)	1051	1050	528	530	1	0,11	2	0,41
2 (9m)	852	851	390	392	1	0,09	2	0,56
3 (11m)	569	568	177	176	1	0,12	1	0,71
4 (13m)	381	381	-	-	0	0,02	-	-
5 (15m)	192	192	-	-	0	0,18	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Vd+ (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

Nota-se que nenhuma diferença percentual foi acima de 1% no quadro 17.

Quadro 18 - Esforços Cortantes de Utilização (MEF Rígido x MEF Flexível)

Seção	Vd- (utilização)				Diferença	%	Diferença	%
	MEF Apoio Rígido	MEF Apoio Flexível	MEF Apoio Rígido	MEF Apoio Flexível				
	máx.	máx.	mín.	mín.	máx.	mín.		
III D (0m)	-294	-290	-211	-211	3	1,13	0	0,01
II D (1,5m)	-434	-431	-271	-271	3	0,75	0	0,00
I D (3m)	-627	-624	-365	-365	3	0,52	0	0,00
0 E (5m)	-800	-797	-484	-484	3	0,42	0	0,00
0 D (5m)	-	-	-	-	-	-	-	-
1 (7m)	-	-	-	-	-	-	-	-
2 (9m)	-	-	-	-	-	-	-	-
3 (11m)	-	-	-	-	-	-	-	-
4 (13m)	-	-	-	-	-	-	-	-
5 (15m)	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Elaboração própria

Em que:

Vd+ (utilização) são momentos de cálculo no estado limite de utilização, obtidos com combinação frequente (máx.) e a combinação quase permanente (mín.), respectivamente.

No Quadro 18, nota-se o único valor percentual acima de 1% na seção III D (0m) para o máximo valor do esforço cortante de utilização negativo.

Como já descrito na bibliografia estudada, a consideração da interação solo-estrutura aparece como influente sobre os esforços internos das estruturas. No entanto, nos resultados obtidos no modelo computacional, isso não aconteceu.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio de revisão bibliográfica e da obtenção dos esforços, o trabalho realizado buscou fornecer contribuições sobre a consideração da interação solo-estrutura em pontes rodoviárias em concreto armado, uma vez que, o assunto ainda é praticamente inexistente nos livros didáticos.

Com os resultados obtidos, tentou-se mostrar a importância da consideração do solo nos projetos estruturais através das tabelas comparativas entre o cálculo manual convencional, e da modelagem do Projeto 1 com e sem a consideração da ISE.

A primeira comparação realizada serviu pra validar o modelo lançado no *software* SAP2000, a fim de comprovar a viabilidade da utilização de programas computacionais comerciais. Neste procedimento puderam-se constatar algumas mudanças tanto nos momentos de cálculos positivos quanto nos negativos, assim como nos momentos de utilização. Essa redistribuição trouxe mudanças significativas nos esforços na longarina. Ressalta-se que no modelo computacional analisa-se a estrutura como um todo, enquanto que no cálculo manual foram feitas uma série de simplificações.

Na segunda comparação, entre os resultados obtidos da modelagem sem a ISE e com a ISE, não foi observada variação entre os modelos. Esta não influência é creditada à existência de aparelhos de apoio desligando os pilares das longarinas, tornando a viga isostática. A modelagem destes aparelhos deu-se como elementos de mola (links) com constantes elásticas citadas como comuns para os elastômeros. Como não eram transmitidos momentos pelos aparelhos de apoio, a influência do ISE foi pouco sentida nas longarinas.

Sugestão para trabalhos futuros

Sugere-se analisar uma ponte ou viaduto que seja monoliticamente ligada entre os pilares e tabuleiro, sem aparelhos de apoio. Buscando evidenciar a influência ou não da ISE sobre os esforços internos.

Considerar os carregamentos horizontais sobre o modelo computacional, avaliando também a influência da ISE sobre a estrutura.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U.R. **Exercícios de fundações**. 12ª reim. São Paulo: E. Blücher, 2001.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats**. Report by ACI Committee 336, Journal of the A.C.I., May - June, pp. 377-324.

ASHCAR, R. **Recomendações e informações técnicas sobre fundações de linhas de transmissão**. In: *VIII ERLAC – Encontro Regional Latino-Americano da Cigré*. Foz do Iguaçu, Paraná, 1999.

ASSAN, A. E. **Método dos elementos finitos: primeiros passos**. 2. ed. Campinas: Editora da Unicamp, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o Cálculo de Estruturas e Edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre o terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 2013.

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

_____. **NBR 9895**: Solo - Índice de suporte Califórnia - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 4. ed. New York: McGraw-Hill, 1988.

CAD/TQS. **Manuais do sistema CAD/TQS**. São Paulo: TQS Informática Ltda., 2006.

CATRO SOBRINHO, A. S. **Introdução ao Método dos Elementos Finitos**. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda., 2006.

CHAVES, R. A. **Fundações de Torres de Linhas de Transmissão**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

CRESPO, V. A. S. **Estudo da Sensibilidade de Edificações em Relações ao Solo**. 54 f. Dissertação (Mestrado) – Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Goytacazes, 2004.

CUNHA, A. A. **Estudos das Patologias em Obras de Arte Especiais do Tipo Pontes e Viadutos Estruturados em Concreto**. Anápolis: Universidade Estadual de Goiás, 2011.

DNER. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro: Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, 1996.

DÓRIA, L. E. S. **Projeto de Estrutura de Fundação em Concreto do Tipo Radier**. 54 f. Dissertação (Mestrado) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

FELIPPE FILHO, W. N. **Avaliação dos coeficientes de impacto utilizados no cálculo de pontes rodoviárias via análise dinâmica de estruturas**. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora 2008.

FERNANDES, Wagner Dambros. **Verificação da resistência ao cisalhamento e estabilidade de taludes de um solo natural e melhorado com cimento, cal e cinza da casca de arroz**. Alegrete: Universidade Federal do Pampa, 2014.

GOEL, Rakesh K. **Tutorial do SAP2000 Educational**. 2001.

GUTIÉRREZ-KLINSKY, G. E. R. **Uma Contribuição ao Estudo das Pontes em Vigas Mistas**. 116 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

HOLANDA Júnior, O. G. **Interação Solo-Estrutura para Edifícios de Concreto Armado sobre Fundações Diretas**. 98 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

LABEGALINI, P. R.; LABEGALINI, J. A.; FUCHS, R.D.; ALMEIDA, M.T. **Projetos mecânicos das linhas aéreas de transmissão**. 2. ed. São Paulo: E. Blücher, 2005.

MASON, Jayme. **Pontes em Concreto Armado e Protendido**. Rio de Janeiro: LTC, 1977.

MEYERHOF, G. G. **Some Recent Foundation Research and its Application to Design**. The Structural Engineer, Vol. 31, p. 151-167, 1953; *apud* HOLANDA JÚNIOR, O. G. (1998).

MILANI, Alisson Simonetti. **Análise de torres de Lt considerando a interação solo-estrutura**. 99 f. Dissertação (Mestrado) - Centro de Tecnologia – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

MILANI, Alisson Simonetti. **Estruturas de Pontes: Notas de aula**. Alegrete: Universidade Federal do Pampa, 2014.

MORAES, M. C. **Estruturas de fundações**. 3. ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

MORRISON, Nelson. **Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de Winkler**. Universidad Politécnica de Cataluna, Barcelona-Espanha, 1993.

PAIS, A.; KAUSEL, E. **Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 7, p. 213-227, 1988 *apud* WOLF, J. P (1994).

PERLOFF, W. H. **Pressure distribution and settlement**. In Foundation Engineering Handbook, ed. H. F. Winterkorn and H.-Y. Fang, pp. 148–196, Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.

PFEIL, Walter. **Pontes em Concreto Armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1983.

PORTO, T. B. **Estudo da Interação de Paredes de Alvenaria Estrutural com a Estrutura de Fundação**. 122 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura de grupo edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 86 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

Sarkis Engenharia. **Memoria de Cálculo**. 2014.

SCHMIDT, B. **Tower-foundation interaction**. Conseil International des Grands Réseaux Electriques (CIGRÉ) - Report 22-97 (WG07), 1997.

SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas**. Acta Sci. Technol., Maringá, v. 30. n. 2, p 161-171, 2008.

SPERNAU, Wilson. **ECV-5260 Pontes**. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, [19--].

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: Pini. Cap.7, p.227-264, 1996.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficient of subgrade reaction**. *Geotechnique*, London, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.

TIETZ, W. **Fundações profundas sobre tubulões**. Revista ESTRUTURA - Nº 76, [19--] *apud* CAD/TQS (2006).

TRIUNFO Participações e Investimentos. **Concessionária da Triunfo inicia obras em 14 pontes e viadutos da BR 290**. Disponível em: <
<http://www.triunfo.com/Show.aspx?IdMateria=2ul0bSeCkyWV+xYY1OIKMw==>>.
Acesso em: 22 de jun. 2014.

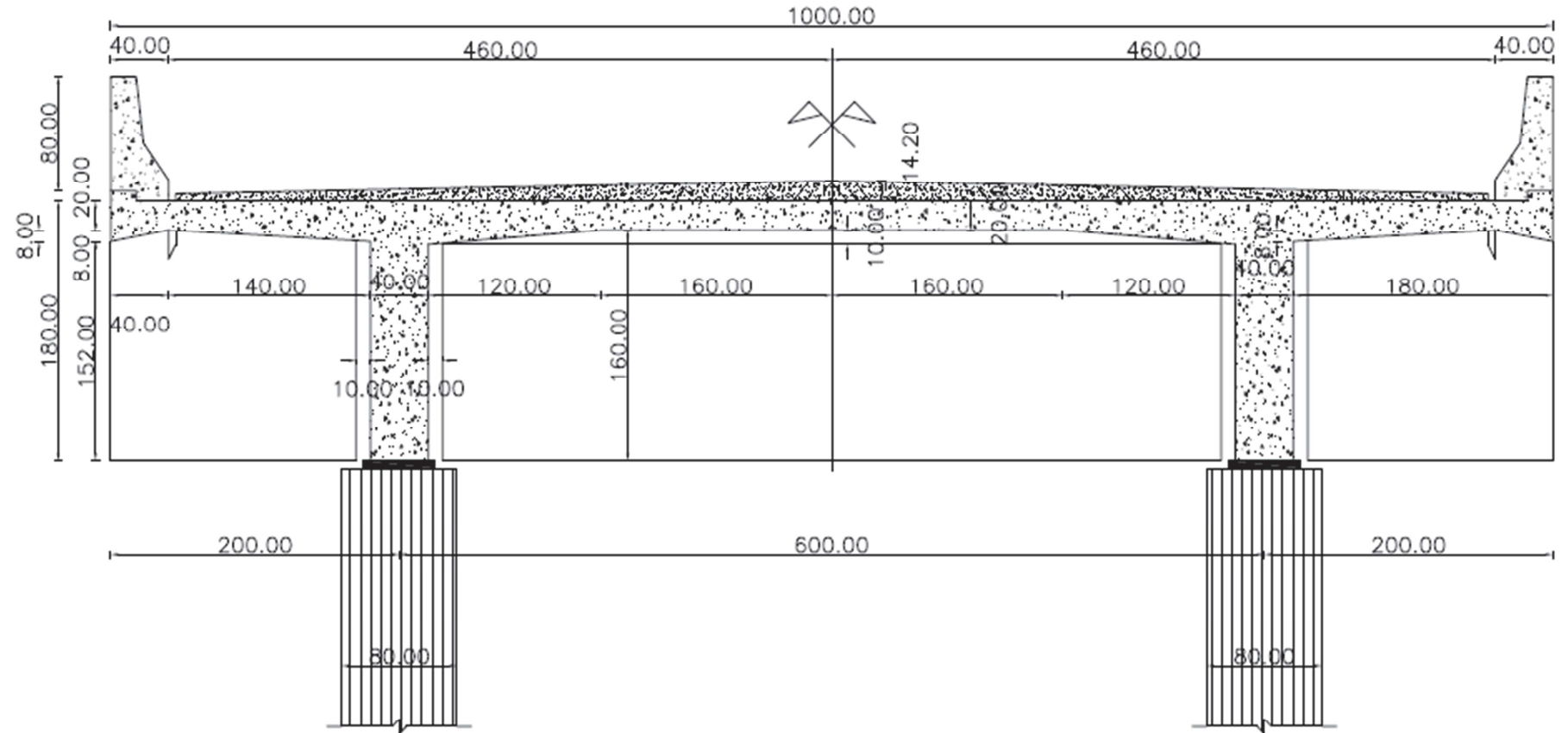
VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Critérios de projeto – Investigação do Subsolo – Fundações Superficiais**. Vol. 1. 2. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2011.

_____. **Fundações: Fundações Profundas**. Vol. 1. 2. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2011.

WOLF, J. P. **Foundation vibration analysis using simple physical models.** New Jersey: Prentice-Hall, 1994.

ANEXOS

ANEXO A – Modelo de ponte rodoviária em concreto armado



Seção transversal

esc 1:50

ANEXO A – Modelo de ponte rodoviária em concreto armado

