



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

Raphael Gomes de Paula Neto

**ANÁLISE DAS RESPOSTAS DINÂMICAS DO VÃO TIPO DE UMA PONTE
FERROVIÁRIA SOBRE O MAR**



UFRJ

Raphael Gomes de Paula Neto

ANÁLISE DAS RESPOSTAS DINÂMICAS DO VÃO TIPO DE UMA PONTE
FERROVIÁRIA SOBRE O MAR

Dissertação apresentada ao Corpo Docente do Programa de Projeto de Estruturas da Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Silvio de Souza Lima

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Rio de Janeiro

2018

Neto, Raphael Gomes de Paula

Análise das respostas dinâmicas do vão tipo de uma ponte ferroviária sobre o mar. / Raphael Gomes de Paula Neto – 2018.

f.: 136; 30cm

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) –
Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica.
Programa de Projeto de Estruturas. Rio de Janeiro. 2018.

Orientadores:

Silvio de Souza Lima

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

1.Ponte ferroviária. 2.Estrutura metálica. 3.Análise dinâmica.
4.Reforços Estruturais. I. Lima. Silvio de Souza. II. Universidade
Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Análise das
respostas dinâmicas do vão tipo de uma ponte ferroviária sobre o mar.



UFRJ

**ANÁLISE DAS RESPOSTAS DINÂMICAS DO VÃO TIPO DE UMA PONTE
FERROVIÁRIA SOBRE O MAR**

Raphael Gomes de Paula Neto

Orientadores:

Silvio de Souza Lima

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Dissertação apresentada ao Corpo Docente do Programa de Projeto de Estruturas da Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Silvio de Souza Lima

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Profa. Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

Prof. Mauro Schulz

Rio de Janeiro
2018

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Escola Politécnica da universidade federal do Rio de Janeiro, por me proporcionar o conhecimento, o acesso a novos colegas e Professores, que foram muito importantes na motivação deste trabalho.

Aos Professores Silvio de Souza Lima e Sergio Hampshire de Carvalho Santos por todo o ensinamento e conhecimento para o desenvolvimento deste trabalho.

À minha esposa que sempre me incentivou e esteve sempre ao meu lado, com toda a paciência e apoio.

A minha família que mesmo à distância, sempre me apoiou em minha trajetória.

Ao meu amigo Robson Carvalho, que me incentivou a iniciar este curso de mestrado.

Ao meu amigo Giuliano Santos que me proporcionou a oportunidade e disponibilidade para participar deste Programa.

RESUMO

NETO, Raphael Gomes de Paula. **Análise das respostas dinâmicas do vão tipo de uma ponte ferroviária sobre o mar**. Rio de Janeiro, 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Esta Dissertação trata do problema das vibrações induzidas na estrutura do vão tipo de uma ponte metálica com mais de 40 anos de construção. Parte-se da caracterização das cargas verticais atuantes e de projeto, seguindo com o desenvolvimento de dois modelos estruturais, um considerando apenas elementos de barras, e o outro, considerando elementos de casca e barras. São considerados quatro diferentes modelos de veículos, atravessando a ponte em cinco velocidades diferentes. Para cada uma destas situações são geradas funções de que simulam a ação dinâmica correspondente, as quais são utilizadas como entrada no programa SAP2000. Para a validação destas análises, realiza-se em paralelo, a construção de um modelo de ponte, com resultados já conhecidos. Em seguida, a análise dinâmica é processada por histórico de tempo, para os modelos, em barras e em cascas, e é feita uma análise estática, com a utilização de linhas de influência, para o modelo de barras. Após as análises, são obtidos os resultados dos principais esforços para o modelo de barras, partindo-se para as comparações entre os valores obtidos e os prescritos pela AREMA, restringindo-se a verificações de amplificação dinâmica, bem como aos limites da resistência dos materiais. Finalmente realiza-se uma avaliação entre os esforços obtidos para os dois modelos estudados, em diferentes seções, com a intenção de se conhecer as respostas dinâmicas para ambos os modelos.

Palavras-chave: Dinâmica das Estruturas, Pontes Ferroviárias, Efeitos Dinâmicos da Carga Móvel.

ABSTRACT

NETO, Raphael Gomes de Paula. **Análise das respostas dinâmicas do vão tipo de uma ponte ferroviária sobre o mar**. Rio de Janeiro, 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

This Thesis deals with the problem of the induced vibrations in the structure of a typical span in a metallic bridge, with over than 40 years of construction. It starts with the characterization of actual vertical loads and design vertical loads, followed by the development of two structural models, one considering only beam elements, and other one considering shell and beam elements. Four different vehicle models, crossing the bridge at five different speeds are considered. For each of these situations, functions that simulate the corresponding dynamic action are generated, which are used as input to the program SAP2000. For the validation of these analyses, a bridge model with known results is also developed. Then, a time history dynamic analysis is performed for the models with beams and shells, and a static analysis, using influence lines, for the beam model is also done. After the analyses, the results of the main stresses and forces in the beam model are obtained and comparisons between the obtained values and the ones prescribed by AREMA are done, restricted to the evaluation of dynamic factors and checks of the resistance limits of the materials. Finally, an evaluation is made between the forces obtained for the two studied models, in different sections, with the intention of knowing the dynamic responses for both models.

Keywords: Dynamics of Structures, Railway Bridges, Dynamic Effects of Moving Loads.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	O sistema ferroviário brasileiro	1
1.2	VALE S/A e a ponte ferroviária de acesso à ilha Guaíba	3
1.3	Pontes ferroviárias e análise dinâmica de pontes	4
1.4	Motivação	6
1.5	Metodologia	7
1.6	Problema para pesquisa	7
1.7	Objetivo	7
1.8	Hipótese	7
1.9	Delimitações	8
1.10	Limitações	8
1.11	Delineamento	9
2	CARGAS MÓVEIS FERROVIÁRIAS	11
2.1	Tipos de composições e vagões	11
2.2	Trem tipo - AREMA	13
3	ANÁLISE DINÂMICA EM PONTES FERROVIÁRIAS	16
3.1	Sistemas com um grau de liberdade (S1GL)	16
3.2	Vibração forçada amortecida (S1GL)	19
3.3	Regime Permanente (S1GL)	19
3.4	Sistemas com múltiplos graus de liberdade	23
3.5	Viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga móvel	23
3.6	Fator de impacto para uma carga móvel	27
3.7	Viga simplesmente apoiada sujeita a uma série de cargas móveis	29
3.8	Consideração das massas dos veículos no SAP2000	31
4	ESPECIFICAÇÕES DA A AREMA	34
4.1	Fadiga	34
4.2	Efeitos finais no meio do vão	35
4.3	Coefficiente de impacto	35
5	VERIFICAÇÃO DO PROGRAMA – SAP2000	36
5.1	Detalhamento do modelo CNV	36
5.2	Características da estrutura	37
5.3	Características do carregamento	37
5.4	Modelo CNV-TESTE - desenvolvido no SAP2000	38
5.5	Cargas móveis	39
5.6	Comparativo entre resultados – Modelo CNV e Modelo CNV-TESTE	41

5.6.1	<i>Resultados do modelo CNV</i>	41
5.6.2	<i>Resultados do modelo CNV-TESTE</i>	41
6	DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS – PONTE FERROVIÁRIA ILHA GUAÍBA	43
6.1	Características estruturais da ponte ferroviária da Ilha Guaíba.	43
6.2	Características dos materiais empregados	45
6.3	Carregamentos	45
6.4	Cargas Permanentes	45
6.5	Características dos Veículos – carga móvel.....	46
6.6	Resumo dos padrões de carregamentos (<i>Load Patterns</i>).....	49
6.7	Resumo dos casos de carregamento (<i>Load Cases</i>)	49
6.8	Casos de carregamento de alta velocidade.....	50
6.9	Definição da faixa de tráfego (<i>Lane</i>)	51
6.10	Modelo em elementos de barras	53
6.11	Aplicação da Massa dos Veículos no modelo 01.....	55
6.12	Modelo composto por elementos de casca e barra.....	56
6.13	Aplicação da Massa dos Veículos no modelo 02.....	62
6.14	Visualização fotográfica da estrutura.....	64
7	ANÁLISE DOS RESULTADOS	66
7.1	Resultados do modelo de elementos de barras	66
7.1.1	<i>Momentos fletores no meio do vão</i>	67
7.1.2	<i>Tensões normais na seção do meio do vão</i>	75
7.1.3	<i>Deslocamentos verticais na seção do meio do vão</i>	79
7.1.4	<i>Esforços cortantes na região do apoio</i>	82
7.1.5	<i>Tensões de cisalhamento na região do apoio</i>	85
7.1.6	<i>Efeitos finais carregamento permanente e dinâmico</i>	87
7.1.7	<i>Respostas estáticas devido ao carregamento móvel.</i>	88
7.2	Resultados – casos de alta velocidade	89
7.2.1	<i>Momentos fletores - casos de carregamento de alta velocidade</i>	89
7.2.2	<i>Deslocamentos Verticais - casos de carregamento de alta velocidade</i>	90
7.2.3	<i>Esforço Cortante - casos de carregamento de alta velocidade</i>	91
7.3	Verificação estrutural.....	92
7.3.1	<i>Tensões admissíveis</i>	92
7.3.2	<i>Considerações sobre a fadiga no modelo de barras</i>	95
7.3.3	<i>Análise dos deslocamentos verticais no meio do vão</i>	98
7.3.4	<i>Avaliação dos fatores de impacto do modelo 01</i>	99

7.4	Análise – modelo 02 - elementos de casca e barras.....	101
7.4.1	<i>Delimitação das regiões de análise.....</i>	101
7.4.2	<i>Resultados - modelo em elementos de casca e barras.....</i>	103
7.4.3	<i>Comparativo entre os modelos 01 e 02</i>	109
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	115
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
10	ANEXOS	120

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Sistema ferroviário brasileiro - fonte ANTF (2016).....	1
Figura 2 - Fotografia aérea da ponte ferroviária de acesso à Ilha Guaíba - Mangaratiba – RJ (VALE S/A 2013).	8
Figura 3 - Relação entre as etapas de estudo.	10
Figura 4- Locomotiva Dash-9 utilizada para no transporte do Minério de Ferro.....	11
Figura 5 – Cargas/eixo - locomotiva Dash-9.....	12
Figura 6- Vagão GDT - peso bruto de 1200kN ou 300kN/eixo.	12
Figura 7 - Vagão GDU – peso bruto de 1400 kN ou 350 kN/eixo.....	13
Figura 8 - Cargas para o vagão GDU.	13
Figura 9 – Trem tipo Cooper E80 em lb/eixo (AREMA, 2013).	14
Figura 10 – Trem tipo Cooper E80 em kN/eixo.....	14
Figura 11 - Trem tipo Cooper E80+20% em kN/eixo.....	15
Figura 12 - Sistema de um grau de liberdade - S1GL.	17
Figura 13 - Viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga móvel.	24
Figura 14 - Viga simplesmente apoiada sujeita a uma série de cargas móveis.	29
Figura 15 - Distribuição de massa nos elementos finitos.	31
Figura 16 – Aplicação nodal das massas do veículo.	32
Figura 17 – Especificação da fonte de massa padrão.	33
Figura 18- Fotografia e a seção transversal (CARVALHO NETO e VELOSO, 2014). 37	
Figura 19- a) Locomotiva Dash-9 e b) Vagão GDT (unidades em mm).....	37
Figura 20 - Modelo elementos de barras dividido em 10 elementos.....	38
Figura 21 – Projecção da estrutura para o vão isostático de 18m.	39
Figura 22 – Carregamento móvel - 2 locomotivas Dash-9 e 4 vagões GDT.....	39
Figura 23 – Parâmetros para geração da carga móvel.	40
Figura 24 – Parâmetros para o caso de carregamento (<i>Load Case</i>).	40
Figura 25- Séries temporais de momentos fletores meio do vão (CARVALHO NETO e VELOSO, 2014).	41
Figura 26 – Momentos fletores no meio do vão – SAP2000.....	42
Figura 27 – Viga principal, elevação.....	44
Figura 28- Vigas principais, cortes.....	44
Figura 29- Contraventamento inferior.	44
Figura 30 – Contraventamento superior.	44

Figura 31 – Aparelhos de apoio.....	45
Figura 32 - COOPER E80 – ambiente SAP2000.	47
Figura 33 - COOPER E80 + 20% – ambiente SAP2000.....	47
Figura 34 - 2 Locomotivas + 5 Vagões GDT – ambiente SAP2000.	48
Figura 35 - 2 Locomotivas + 5 Vagões GDU – ambiente SAP2000.....	48
Figura 36 – Definição da "Lane".....	52
Figura 37 - Propriedades para a viga de “Lane”.....	53
Figura 38- 3D - Modelo em barras.	53
Figura 39 – Representação unifilar do modelo.....	54
Figura 40 - Propriedades geométricas das longarinas	54
Figura 41 - Apoios no modelo em barras.	55
Figura 42 - Modelo composto por elementos de casca e barras.....	57
Figura 43 - Visão geral dos elementos de casca.....	58
Figura 44 – Enrijecedores laterais.	58
Figura 45 – Mesas superiores e inferiores.	59
Figura 46 – Alma das longarinas.....	59
Figura 47 - Vista em 3D dos contraventamentos.	60
Figura 48 - Vista frontal dos contraventamentos.....	60
Figura 49 - Vista dos contraventamentos superiores.....	60
Figura 50 - Vista dos contraventamentos inferiores.....	60
Figura 51 - Enrijecedores e contraventamentos.	61
Figura 52 - Apoios no modelo composto por cascas e barras	62
Figura 53 – Localização da aplicação da massa do veículo.	62
Figura 54 – Nós para aplicação da massa do veículo Cooper E80+20%.	63
Figura 55 - Vão tipo da ponte ferroviária da Ilha Guaíba, fotografado em 2012.....	64
Figura 56 - Vista inferior do vão tipo da ponte, fotografado em 2012.....	64
Figura 57 – Seção interna da ponte ferroviária, fotografado em 2013	65
Figura 58 – Contraventamentos internos, fotografado em 2012	65
Figura 59 – Regiões verificadas do modelo de elementos de barra.	67
Figura 60 - Momentos fletores no meio do vão - LP01 ao LP05.	68
Figura 61 - Variação de Momentos x Caso de Carregamento – LP01 ao LP05.	68
Figura 62 - Momentos fletores no meio do vão - LP06 ao LP10.	69
Figura 63 - Variação de Momentos x Caso de Carregamento – LP06 ao LP10.	70
Figura 64 - Momentos fletores no meio do vão - LP11 ao LP15.	71

Figura 65 - Variação de Momentos x caso de carregamento – LP11 ao LP15.	72
Figura 66 – Momentos fletores no meio do vão - LP16 ao LP20	73
Figura 67 - Variação de Momentos x casos de carregamento – LP16 ao LP20.....	73
Figura 68 - Tensões normais de tração no meio do vão, fibras inferiores – LP01 ao LP05.	75
Figura 69 - Tensões normais de tração no meio do vão, fibras inferiores – LP06 ao LP10.	76
Figura 70 - Tensões normais de tração no meio do vão, fibras inferiores - LP11 ao LP15.	76
Figura 71 - Tensões normais de tração no meio do vão fibras inferiores - LP16 ao LP20.	77
Figura 72 – Deslocamentos verticais no meio do vão – LP01 ao LP05.....	79
Figura 73 - Deslocamentos no meio do vão – LP06 ao LP10.	79
Figura 74 - Deslocamentos no meio do vão - LP11 ao LP15.....	80
Figura 75 - Deslocamentos no meio do vão - LP16 ao LP20.....	80
Figura 76 – Identificação dos elementos das regiões de apoio.....	82
Figura 77 - Esforços cortantes no apoio 01 - LP01 ao LP05.....	82
Figura 78 - Esforços cortantes no apoio 01 - LP06 ao LP10.....	83
Figura 79 - Esforços cortantes no apoio 01 - LP11 ao LP15.....	83
Figura 80 - Esforços cortantes no apoio 01 - LP16 ao LP20.....	84
Figura 81 - Tensões de cisalhamento no apoio - LP01 ao LP05.	85
Figura 82 - Tensões de cisalhamento no apoio - LP06 ao LP10	85
Figura 83 - Tensões de cisalhamento no apoio - LP11 ao LP15.	86
Figura 84 - Tensões de cisalhamento no apoio - LP16 ao LP20.	86
Figura 85 – Evolução dos momentos fletores para todas as velocidades.....	90
Figura 86 - Evolução dos deslocamentos verticais para todas as velocidades.	91
Figura 87 - Evolução dos Esforços Cortantes para todas as velocidades.....	92
Figura 88 – Elementos selecionados na seção do meio do vão em $Z=0$	102
Figura 89 – Elementos selecionados na região dos apoios $Z=1,25$	102
Figura 90 – Região de avaliação das tensões de cisalhamento no modelo 02.....	108

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Massa linear dos veículos de interesse.	32
Tabela 2 - Características do vão tipo.	43
Tabela 3 - Características dos materiais.	45
Tabela 4 – Padrões de carregamento.	49
Tabela 5- Casos de carregamento (<i>Load Cases</i>).	50
Tabela 6 – Casos de carregamento para altas velocidades.	51
Tabela 7 – Aplicação nodal da massa por metro do Cooper E80+20%.	56
Tabela 8 – Aplicação nodal da massa por metro do Cooper E80+20%, no modelo 0. ...	63
Tabela 9 – Verificações modelo com elementos de barra.	66
Tabela 10 - Casos de carregamento para LP's de 1 a 5.	67
Tabela 11 - Casos de carregamento para LP's de 6 a 10.	69
Tabela 12 - Casos de carregamento para LP's de 11 a 15.	70
Tabela 13 - Casos de carregamento para LP's de 16 a 20.	72
Tabela 14 – Máximos momentos fletores na seção do meio do vão	74
Tabela 15 - Tensões máximas na seção do meio do vão.	78
Tabela 16 - Deslocamentos verticais máximos na seção do meio do vão.	81
Tabela 17 - Esforços cortantes máximos por caso de carregamento.	84
Tabela 18 - Máximas tensões de cisalhamento por tipo de carregamento	87
Tabela 19 – Efeitos finais das cargas permanentes	87
Tabela 20 – Esforços e tensões finais após superposição de efeitos	88
Tabela 21 – Resultados estáticos no meio do vão	89
Tabela 22 – Momentos fletores – Casos de carregamento de alta velocidade.	89
Tabela 23 – Máx. deslocamentos verticais – Casos de carregamento de alta velocidade	90
Tabela 24 – Esforço Cortante – Casos de carregamento de alta velocidade	91
Tabela 25 - Tensões admissíveis pela AREMA (2013)	92
Tabela 26 - Verificação das tensões normais para as vigas principais	93
Tabela 27 – Verificação das tensões de cisalhamento na região do apoio	94
Tabela 28 - Características de carregamento segundo a AREMA (2013).	95
Tabela 29 - Faixa admissível de variação de tensões para a fadiga.	96
Tabela 30 - Verificação de tensões de fadiga	97
Tabela 31 - Verificação dos deslocamentos verticais no meio do vão.	98

Tabela 32 - Comparação entre valores de coeficientes de impacto.....	100
Tabela 33 – Elementos selecionados no Modelo 02.....	101
Tabela 34 - Momentos no meio do vão – após superposição de efeitos.	103
Tabela 35 – Tensões normais no meio do vão, após superposição de efeitos.....	104
Tabela 36 – Tensões normais nas proximidades dos nós – seção do meio do vão.	105
Tabela 37 – Deslocamento vertical total no meio do vão – modelo 02.....	106
Tabela 38 - Esforços cortantes na seção do apoio 01 da longarina 01.	107
Tabela 39 – Tensões de cisalhamento na seção do apoio.....	108
Tabela 40 – Comparativo entre momentos fletores – Modelo 01 x Modelo 02.....	109
Tabela 41 - Comparativo entre tensões normais – Modelo 01 x Modelo 02.....	110
Tabela 42 – Comparação entre esforços cortantes – Modelo 01 x Modelo 02.	111
Tabela 43 – Comparativo entre tensões cisalhantes – Modelo 01 x Modelo 02.	112
Tabela 44 - Comparativo entre deslocamentos verticais no meio do vão	113
Tabela 45 - Verificação dos deslocamentos verticais no Modelo 02 pela AREMA	114
Tabela 46 – Número de ciclos N - Tabela 15-1-7 AREMA, 2013.....	120
Tabela 47 – Coeficiente de Impacto em porcentagens Tabela 15-1-8 AREMA (2013).	120
Tabela 48 – Classe de detalhes para fadiga Tabela 15-1-9 AREMA (2013).	121
Tabela 49 – Faixa de variação de tensões de fadiga - Tabela 15-1-10 AREMA (2013).	121

1 INTRODUÇÃO

1.1 O sistema ferroviário brasileiro

O economista americano Walt Rostow abordou, em seu trabalho de 1952, os estágios de desenvolvimento econômico e o importante papel de catalisador das ferrovias para a transformação econômica vivida pelo Ocidente desde meados do século XIX. Nesta análise, ele observou a importância de um sistema de transporte eficiente, como elemento de maior criticidade, para o desenvolvimento econômico dos países (CNT, 2013).

Nesse contexto o modal ferroviário, seja para o transporte de cargas ou de passageiros, se destaca em função de suas características, que lhe proporcionam grande eficiência quando comparado aos demais. Tanta vantagem permitiu que os países com melhor infraestrutura, possuíssem custos logísticos mais competitivos, consagrando este sistema como estratégia para alavancagem econômica local (CNT, 2013).



Figura 1 - Sistema ferroviário brasileiro - fonte ANTF (2016).

As estradas de ferro surgiram no Brasil durante o ciclo do café, que predominou da segunda metade do século XIX até meados de 1930. Em 1854 no Brasil, foi inaugurada a primeira ferrovia, com o objetivo de interligar o Rio de Janeiro à Baixada Fluminense. Sua extensão era de apenas 14,5 km, e foi idealizada pelo empreendedor brasileiro Barão de Mauá.

Em 1889, ao final do Império Brasileiro, a malha ferroviária do país somava 9,5 mil quilômetros, sendo o governo proprietário de um terço deste total.

No início do século XX, já na República, a economia brasileira passava por um período de transição. Com o aumento da mão de obra assalariada e também da industrialização, houve crescente investimento no modal rodoviário, causando relevante redução de investimentos nas ferrovias.

Entretanto, durante os 30 anos que se seguiram, de 1920 até 1950, a malha ferroviária nacional se expandiu em mais 8.000 quilômetros, alavancada não somente pelas vantagens inerentes ao modal, mas também devido ao surgimento de novas tecnologias, destacando-se as novas locomotivas movidas a energia elétrica e diesel.

Em 1957 foi criada a estatal Rede Ferroviária Federal (RFFSA), com o objetivo de interligar e administrar toda a malha ferroviária do País. Todavia, devido aos altos custos de gestão e manutenção, bem como à crise fiscal brasileira da década de 80, deu-se início a uma nova fase de concessões à iniciativa privada. Dessa forma, quanto à sua extensão, a malha ferroviária brasileira que na década de 60 possuía aproximados 38.000 quilômetros reduziu sua malha para 30.000 quilômetros na década de 80, mantendo-se neste patamar até os dias atuais (CNT, 2013).

Embora tenha havido tal redução na extensão da malha ferroviária, os avanços das concessões à iniciativa privada trouxeram inúmeros pontos positivos para o setor. Uma vez que as concessionárias se tornaram responsáveis pela manutenção da malha, e também pelos novos investimentos, houve significativo aumento da tonelage transportada, bem como do nível de segurança operacional.

O transporte ferroviário no Brasil experimentou um crescimento notável nos últimos anos. De 2006 até 2012, a produção ferroviária obteve um crescimento total de 26%, ou 4,4% ao ano. A expansão de 29% no transporte de minério de ferro foi a que mais contribuiu para a elevação na movimentação de cargas, fazendo com que o Brasil alcançasse a marca de 20% de toda a sua carga, transportada por ferrovias (CNT, 2013).

Entretanto, cabe pontuar que, e acordo com CNT, 2013 os EUA mantêm atualmente cerca de 45% de toda a sua carga transportada por ferrovias, demonstrando que o Brasil ainda possui um grande caminho pela frente.

1.2 VALE S/A e a ponte ferroviária de acesso à ilha Guaíba

A VALE S/A é uma mineradora multinacional brasileira e também uma das maiores operadoras de logística do Brasil. A companhia, criada em 1942 para exploração das minas de ferro na região de Itabira em Minas Gerais, é hoje uma empresa privada de capital aberto, com sede na cidade do Rio de Janeiro.

Operando em 14 estados brasileiros e nos cinco continentes possui mais de dez mil quilômetros de malha ferroviária e nove terminais portuários próprios. Para suas operações a empresa conta com a integração de quatro sistemas, sendo eles, Minas, Ferrovias, Usinas e Portos.

No Brasil, a empresa possui quatro sistemas portuários, sendo eles o Terminal Portuário da Ilha da Madeira em São Luís - MA, o Porto de Tubarão em Vitória no Espírito Santo, e os terminais portuários de Itaguaí e Ilha Guaíba no estado do Rio de Janeiro.

O Terminal da Ilha Guaíba foi inaugurado em 1973 e está localizado na parte ocidental da Baía de Sepetiba. A Ilha Guaíba está muito próxima ao litoral e tem ligação com o continente através de uma ponte ferroviária, atualmente pertence ao Município de Mangaratiba, que dista 130 km da cidade do Rio de Janeiro por rodovia. O Terminal está localizado a cerca de 70 milhas náuticas da boca da Baía de Guanabara (Rio de Janeiro) e a cerca de três milhas náuticas de Mangaratiba.

A ponte possui 1705m de comprimento com uma linha ferroviária singela, superestrutura metálica e fundação em blocos de concreto com estacas em camisa metálica. Atualmente trafegam sobre a ponte composições contendo até 134 vagões de até 140 toneladas brutas cada, carregados exclusivamente com minério de ferro. No presente trabalho o vão tipo da estrutura desta ponte será o objeto de estudo.

1.3 Pontes ferroviárias e análise dinâmica de pontes

Muitas vezes, as ferrovias necessitam vencer grandes variações topográficas. Estas variações podem implicar em soluções como desvios de rota quando possível, ou então em túneis ou pontes.

Com o avanço da tecnologia, a demanda por estruturas mais econômicas e trens mais velozes, catalisou o interesse por estudos mais elaborados para a avaliação estrutural das pontes. Neste contexto, tiveram início em meados do século XIX, os estudos sobre o comportamento dinâmico em estruturas de pontes.

WILLIS (1849) e STOKES (1849) foram pioneiros no estudo das respostas dinâmicas em pontes, motivados pela investigação do primeiro caso na História de um colapso estrutural de uma ponte ferroviária, em Chester, na Inglaterra em 1847. Nestes trabalhos, os efeitos da inércia das composições foram ignorados, sendo os veículos modelados como cargas móveis atuantes na estrutura e viajando sob velocidades constantes.

Embora a solução proposta por Stokes e Willis seja de cunho bastante aproximado, a contribuição de ambos é considerada histórica, estando entre as primeiras a trazer os problemas de impacto para os projetos de estruturas de pontes.

Nos últimos 30 anos, devido à operação de veículos de alta velocidade em ferrovias na Europa e Japão, o estudo sobre vibração em pontes evoluiu consideravelmente, tornando-se talvez impossível quantificar todos os trabalhos já desenvolvidos até o momento no assunto.

Antes da década de 40, quando a utilização de computadores não fazia parte da rotina dos escritórios de projeto, muitas soluções analíticas foram desenvolvidas com o objetivo de realizar uma análise aproximada do comportamento dinâmico das estruturas. Neste período alguns pesquisadores destacam-se por terem tido participação ativa, quanto à pesquisa do assunto, sendo até hoje citados frequentemente na literatura, entre eles TIMOSHENKO (1922), JEFFCOTT (1929) e LOWAN (1935).

Com o advento dos computadores, permitiu-se o desenvolvimento de modelos estruturais numéricos, bem como dos veículos, mais realistas para as análises. Neste

contexto destacam-se TIMOSHENKO e YOUNG (1955) e BIGGS (1964) que desenvolveram estudos na linha de cargas em movimento.

Entre as décadas de 60 e 90 inúmeros pesquisadores realizaram revisões nas literaturas existentes, com o objetivo de atualizar as pesquisas relacionadas às interações veículo-estrutura.

Em 1972, FRÝBA propôs uma solução analítica para o problema da vibração em vigas submetidas a carregamentos móveis. Em sua linha de pesquisa, foram analisados diversos parâmetros como, velocidade dos trens, amortecimento das vibrações da estrutura e até mesmo a variações na formatação das cargas móveis. FRYBA (1980) verificou que o aumento da velocidade das composições, e também aumento do número de ciclos, reduz significativamente a vida útil da estrutura.

OLSSON (1985) desenvolveu um modelo considerando a interação veículo-estrutura, através de um sistema massa-mola-amortecedor, com matrizes dependentes do tempo.

YANG e YAU (1997) estudaram o efeito de trens em alta velocidade sobre pontes modeladas como vigas simplesmente apoiadas. Uma série de forças concentradas verticais e sistemas massa-mola-amortecedor foram usados como modelo para os trens.

De 1985 até os dias atuais, diversos autores estudaram variações das aplicações do método dos elementos finitos para o caso da análise dinâmica de pontes. Entre eles destacam-se LIN e TRETHERWEY (1990), XIA *et al.* (2000) e ZHANG *et al.* (2000), com estudos voltados à observação e modelagem dos sistemas massa-mola.

Em 2002 foi apresentado por SOUZA LIMA *et al.*, um estudo sobre a consideração do coeficiente de impacto em pontes, observando a aplicabilidade dos recursos computacionais para a obtenção dos parâmetros dinâmicos.

WU. (2000) apresentou o uso de técnicas de elementos finitos para o cálculo de respostas dinâmicas de estruturas submetidas a carregamento móveis. Neste trabalho, o autor apresentou a aplicação de elementos finitos para o caso de uma ponte rolante, considerando desde condições simples de carregamento até variações mais complexas.

CHENG *et al.* (2000) realizaram a investigação da interação pista-ponte-veículo, aplicando os conceitos de massa móvel, amortecimento e elementos finitos. De acordo

com o estudo, observou-se que os efeitos dinâmicos da pista podem ser insignificantes para a ponte, entretanto os efeitos dinâmicos da estrutura da ponte sobre a pista são consideráveis.

Atualmente, devido ao avanço tecnológico e a criação de supercomputadores, métodos numéricos muito poderosos podem ser empregados, especialmente aqueles baseados nos elementos finitos, para a análise do comportamento dinâmico de pontes e dos veículos em movimento.

1.4 Motivação

A crescente demanda global por minério de ferro, entre os anos 2000 e 2013, levou diversas companhias do setor ao desenvolvimento de estratégias para atendimento e aumento de produção, muitas vezes direcionando seu planejamento para a melhoria e expansão de seus ativos.

Especificamente para o caso desta pesquisa, previu-se a necessidade de trânsito de composições com maior carga sobre a ponte ferroviária de acesso ao TIG (Terminal da Ilha Guaíba). Neste novo cenário, os vagões passariam a transitar sobre a estrutura com uma massa bruta de 140 toneladas, um incremento de 20 toneladas por vagão. Para tanto, se identificou a necessidade de uma avaliação estrutural da ponte.

Devido aos mais de 40 anos de construção desta ponte ferroviária, assim como com as inovações decorrentes dos novos estudos em dinâmica, tornou-se interessante uma análise mais elaborada de seu comportamento estrutural.

A motivação provém da observação de algumas restrições impostas na fase de projeto e também impostas por consultorias em estudos recentes.

Dessa forma, este trabalho tem como objetivo realizar o estudo do comportamento dinâmico desta ponte ferroviária, construída em estrutura metálica, sob a ação dinâmica do tráfego de trens de carga de minério de ferro.

Para a modelagem da estrutura e das cargas dinâmicas, será utilizado o programa SAP2000 versão 18 (2016). Nesta plataforma serão desenvolvidos dois modelos, um em elementos de barra e o outro em elementos de casca, denominados de Modelo 01 e Modelo 02 neste texto, respectivamente. Para ambos os modelos serão aplicados os mesmos carregamentos dinâmicos e realizadas análises por histórico no tempo.

Ao final, após a obtenção dos resultados, os mesmos serão comparados com os valores limites estabelecidos pelo capítulo 15 da AREMA (2013).

1.5 Metodologia

O método de pesquisa aplicado baseia-se nas etapas da pesquisa científica com a definição do problema de pesquisa, objetivos, hipóteses, delimitações, limitações e delineamento.

1.6 Problema para pesquisa

A presente pesquisa visa responder ao seguinte questionamento: quais as respostas dinâmicas da estrutura da ponte ferroviária para a variação de veículos e velocidades de interesse?

1.7 Objetivo

O objetivo da pesquisa é realizar a verificação do comportamento da estrutura da ponte, submetida à passagem de quatro casos de carregamento, variando em cinco velocidades de interesse, avaliando assim, suas respostas dinâmicas. A análise proposta será realizada sob a fundamentação teórica a ser apresentada neste trabalho.

1.8 Hipótese

Uma vez que a velocidade, o coeficiente de impacto e as respostas dinâmicas estão diretamente relacionados, uma análise estrutural mais elaborada, baseada em conceitos mais modernos, pode revelar resultados de interesse quanto à velocidade permitida para o trânsito das composições sobre a estrutura, bem como seus limites de resistência.

1.9 Delimitações

O presente trabalho está delimitado pela escolha da estrutura, ou seja, é relativo ao vão tipo da ponte ferroviária. Esta é localizada no município de Mangaratiba, no estado do Rio de Janeiro, e está submetida apenas ao tráfego de composições ferroviárias com velocidades constantes. Uma foto aérea é mostrada na figura 2.

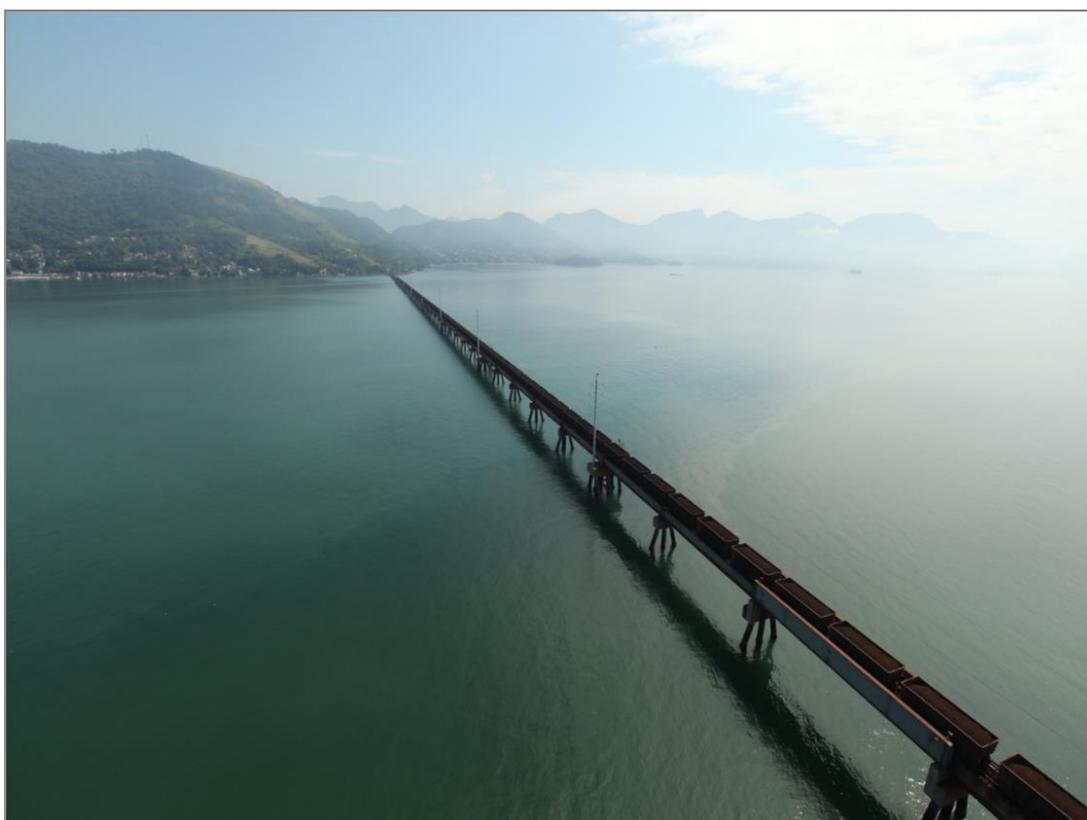


Figura 2 - Fotografia aérea da ponte ferroviária de acesso à Ilha Guafba - Mangaratiba – RJ (VALE S/A 2013).

1.10 Limitações

Este projeto apresenta algumas limitações, a constar:

- a) O estudo visa a análise das respostas dinâmicas do vão tipo da ponte ferroviária, sujeita às ações produzidas pela passagem das variações de composições ferroviárias, como por exemplo, trem tipo Cooper E80 e E80+20% em diferentes velocidades. Não foram considerados nesta pesquisa demais carregamentos dinâmicos, como frenagem, vento, colisão de veículos, explosões ou sismos;

- b) Uma vez que não se teve acesso à memória de cálculo original, obtendo-se apenas as plantas de anteprojeto, os dados ausentes nestas foram arbitrados;
- c) A composição ferroviária em seu movimento produz forças nas direções horizontal e vertical. As primeiras foram desprezadas no presente estudo, dada à sua pequena magnitude em comparação com as forças verticais;
- d) Não foram considerados os efeitos devidos à variação de velocidade sobre a estrutura.

1.11 Delineamento

Nesta seção são apresentadas as etapas executadas durante o desenvolvimento da pesquisa, um desenho esquemático representando a relação entre estas etapas, bem como o detalhamento de cada uma delas. As etapas são listadas conforme segue:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Definição das cargas;
- c) Caracterização da estrutura;
- d) Verificação de um modelo existente para a construção das cargas móveis no SAP2000;
- e) Fundamentação teórica;
- f) Avaliação de normas;
- g) Modelagem;
- h) Análise final;
- i) Conclusões.

O fluxograma da figura 3 apresenta as relações entre cada uma das etapas deste trabalho. Inicialmente, realizou-se a pesquisa bibliográfica, a qual serviu de base para as demais etapas do projeto. Nesta fase, realizou-se basicamente a caracterização do carregamento dinâmico devido ao movimento das composições que atualmente trafegam sobre a estrutura, bem como a busca pela formulação matemática necessária ao seu entendimento.

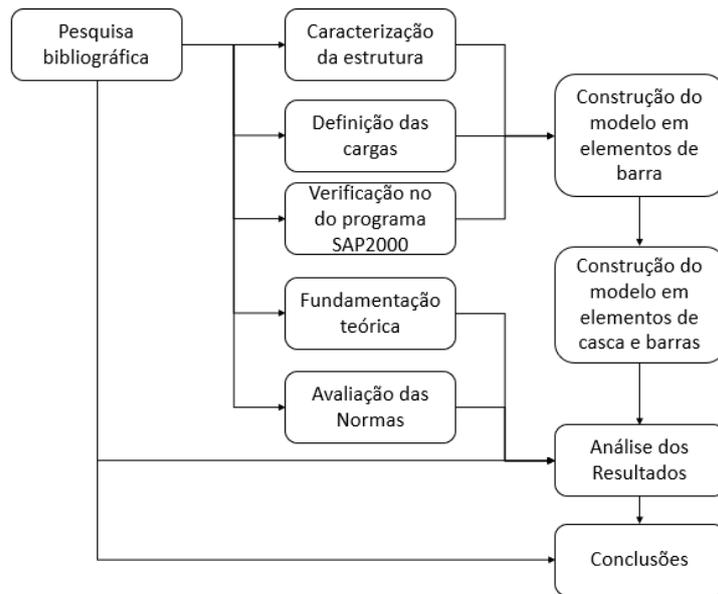


Figura 3 - Relação entre as etapas de estudo.

A caracterização das cargas dinâmicas foi fundamentada conforme normatização, bem como também pelas condições atuais de tráfego na ponte.

De posse das plantas do projeto da ponte, onde constam as dimensões dos elementos que a compõem, as características dos materiais empregados e demais informações, foi possível caracterizar a estrutura.

Após terem sido definidos os carregamentos dinâmicos e conhecendo-se a estrutura, partiu-se para a modelagem da ponte em um programa computacional de elementos finitos. Foram desenvolvidos dois modelos estruturais teóricos com a imposição dos carregamentos, conforme previsto.

Realizou-se ainda, o levantamento de algumas Normas Técnicas e guias nacionais e internacionais referentes ao projeto de pontes ferroviárias.

Com a resposta dos modelos computacionais e baseando-se na regulamentação vigente, pôde-se avaliar o comportamento estrutural e suas respostas dinâmicas para os diferentes casos de carregamento e para as cinco diferentes velocidades impostas.

Finalmente, foram apresentadas as considerações finais e sugeridos temas para trabalhos futuros.

2 CARGAS MÓVEIS FERROVIÁRIAS

2.1 Tipos de composições e vagões

No corredor sul, como é denominada a linha ferroviária a qual pertence a ponte em estudo, a empresa MRS Logística, opera variados modelos de locomotivas e vagões, entretanto sob a estrutura em estudo, apenas três modelos de veículos estão em circulação.

- Locomotivas

As locomotivas, operadas pela MRS Logística para o transporte do minério de ferro são do modelo Dash-9, e podem ser visualizadas na figura 4. Esta linha de locomotivas a diesel-elétrica, construídas pela *GE Transportation Systems*, substituiu a *Dash-8 Series* em meados da década de 1990, que posteriormente foi substituída pela série *Evolution* em meados dos anos 2000. Entretanto, ainda hoje, são estes os modelos em operação no percurso estudado.



Figura 4- Locomotiva Dash-9 utilizada para no transporte do Minério de Ferro.

As cargas por eixo, observadas para a locomotiva Dash-9, podem ser visualizadas na figura 5:

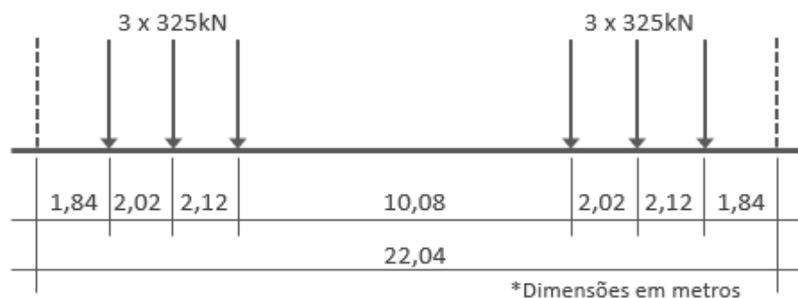


Figura 5 – Cargas/eixo - locomotiva Dash-9.

Uma locomotiva Dash-9 possui peso total aproximado de 1.950kN, ou 325kN por eixo, conforme apresentado na figura 5.

- Vagões

Os vagões são a parte do material rodante das ferrovias que são puxados pelas locomotivas, isto é, são estes elementos que necessariamente possuem a carga transportada.

Sobre a ponte ferroviária trafegam dois modelos de vagões, o GDT e o GDU. Os vagões GDT possuem peso bruto nominal de 1200kN, e podem ser visualizados na figura 6. Já os vagões GDU possuem peso bruto nominal de 1400kN, e podem ser visualizados na figura 7. O tipo de veículo varia conforme a programação logística da empresa.

É importante notar que uma composição de 134 vagões é composta apenas por vagões GDU ou GDT, nunca havendo os dois modelos juntos em um mesmo trem.



Figura 6- Vagão GDT - peso bruto de 1200kN ou 300kN/eixo.

Os vagões GDT e GDU são totalmente construídos em aço, com nervuras reforçando suas paredes laterais, possuindo carga média por eixo de 300kN/eixo.



Figura 7 - Vagão GDU – peso bruto de 1400 kN ou 350 kN/eixo.

A grande diferença entre os vagões GDU e GDT concerne basicamente à sua capacidade de carga. Os vagões GDU possuem 200 kN a mais de capacidade de carga. Este incremento foi demandado pela Vale S/A em meados de 2009.

Pode ser observado na figura 8 o esquemático de distribuição de cargas para os vagões GDU. É importante notar que os espaçamentos entre os eixos são os mesmos para ambos os tipos de vagões.

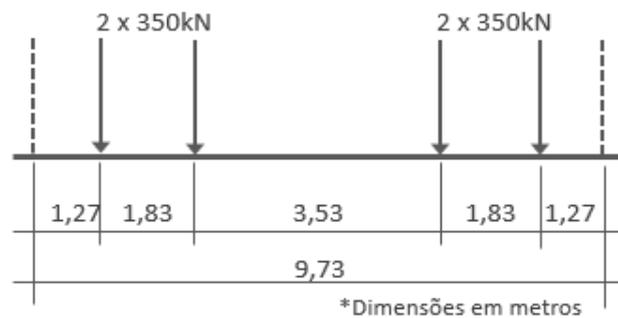


Figura 8 - Cargas para o vagão GDU.

2.2 Trem tipo - AREMA

O projeto da ponte ferroviária foi elaborado sob as recomendações e boas práticas norte americanas de sua época. Tal fato se deve à ausência de normatização adequada ao projeto de pontes metálicas, no Brasil da década de 70.

O trem tipo originalmente proposto para o projeto pode ser encontrado no capítulo 15 da AREMA (*American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association*). Este capítulo formula recomendações específicas e detalhadas para o projeto, fabricação, montagem, manutenção, inspeção e classificação de pontes ferroviárias de aço para:

- Vãos de até 400 pés (aprox.121m);
- Faixas de medições padronizadas;
- Equipamento norte-americano normal de passageiros e cargas;
- Velocidades de trens de carga até 80 mph (128,75 km/h) e trens de passageiros até 90 mph (144,84 km/h);

Na seção 1.3.3 da versão de 1995 da referida norma (revisada em 2008), estabelece que, para projetos similares ao estudado neste trabalho, o projeto deve prever o trem tipo denominado Cooper E-80, tendo originalmente seu carregamento definido em lb/eixo, conforme a figura 9, obtida no capítulo 15 da versão de 2013, página 17.

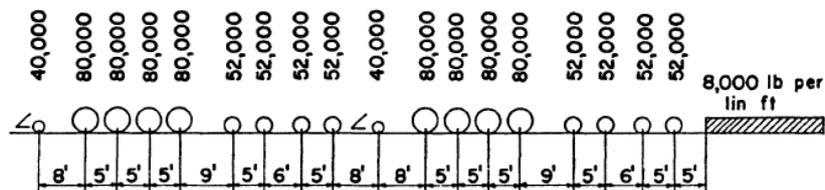


Figura 9 – Trem tipo Cooper E80 em lb/eixo (AREMA, 2013).

Para efeitos de desenvolvimento deste estudo, as cargas por eixo foram convertidas para o Sistema Internacional de Unidades em kN/eixo conforme pode ser observado na figura 10.

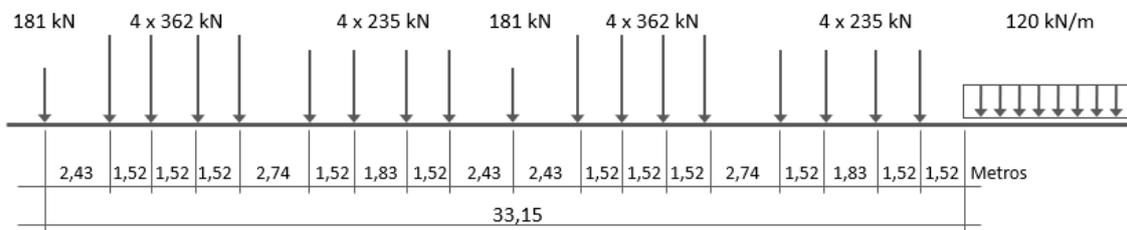


Figura 10 – Trem tipo Cooper E80 em kN/eixo.

Entre os anos de 2012 e 2015, a ponte em estudo passou pelo processo de reforço de sua estrutura, com o objetivo de atender, além dos existentes vagões GDT, também ao trafego dos novos vagões GDU.

Para considerar o efeito deste acréscimo de quase 16% a mais de carga, a verificação da estrutura da ponte considerou a utilização do mesmo trem tipo Cooper E80 acrescidos de 20% em suas cargas. Dessa forma, o novo trem tipo de projeto, então adaptado da AREMA, passou a ser conforme apresentado na figura 11.

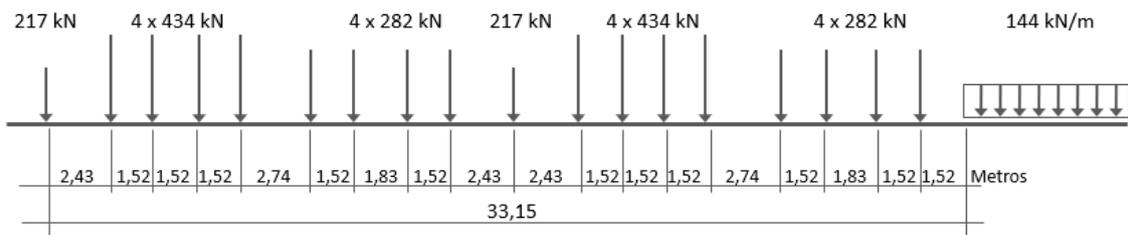


Figura 11 - Trem tipo Cooper E80+20% em kN/eixo.

3 ANÁLISE DINÂMICA EM PONTES FERROVIÁRIAS.

Como comentado anteriormente, tem-se observado um importante movimento para a construção de pontes cada vez mais leves e esbeltas. Esta tendência tem desencadeado uma necessidade de maior atenção ao comportamento dinâmico das estruturas, pois as pontes com massas reduzidas são mais suscetíveis a sofrerem vibrações com amplitudes mais elevadas.

Neste capítulo serão apresentados os princípios fundamentais da dinâmica de estruturas, referindo-se a modelos com um e múltiplos graus de liberdade, e expandindo para conceitos de vigas bi-apoiadas sob o efeito de cargas móveis unitárias e múltiplas.

Nesta seção, serão apresentados e discutidos ainda alguns métodos utilizados para a determinação das respostas estruturais devidas às ações dinâmicas, envolvendo o estabelecimento das equações de equilíbrio dinâmico e a análise da resposta no domínio do tempo e da frequência.

Seguindo a linha histórica apresentada no início deste trabalho, para estruturas onde os valores dos carregamentos móveis são muito próximos ou superiores ao próprio peso da estrutura, os efeitos das massas dos veículos não devem ser desconsiderados. Nessa linha, serão abordados neste capítulo tais efeitos, bem como as premissas de cálculo consideradas no programa SAP2000 (2016).

Finalmente, serão analisados os efeitos das cargas ferroviárias sobre as estruturas de pontes, bem como o estabelecimento dos métodos para a apuração dos fatores de amplificação dinâmica.

3.1 Sistemas com um grau de liberdade (S1GL)

O número de graus de liberdade de um sistema é definido pela quantidade de coordenadas independentes necessárias para definir a posição de todas as massas do sistema em qualquer instante de tempo. Sistemas com distribuição contínua de massa apresentam infinitos graus de liberdade. Entretanto, selecionando-se adequadamente os graus de liberdade que melhor descrevem seus deslocamentos, o sistema pode ser reduzido a um número discreto e finito de graus de liberdade. Algumas vezes, é possível reduzir o sistema a apenas um grau de liberdade.

Os modelos matemáticos com apenas um grau de liberdade (S1GL), são bastante simples e úteis para a análise de sistemas estruturais não muito complexos, bem como para a introdução dos conceitos da análise dinâmica de estruturas.

Os S1GL são geralmente representados por sistemas contendo uma massa (m), um amortecedor (c) e uma mola (k) conforme a figura 12.

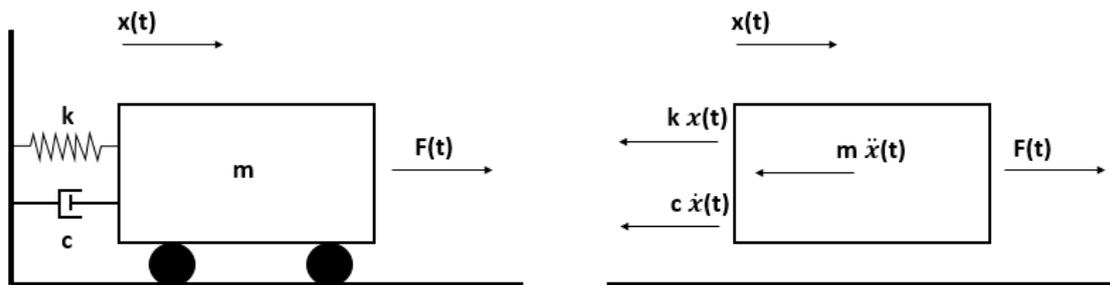


Figura 12 - Sistema de um grau de liberdade - S1GL.

De acordo com a figura 12, observa-se que $x(t)$ representa o deslocamento da massa. Pode ser estabelecida a equação do movimento, aplicando-se o princípio de d'Alembert, o qual afirma que o equilíbrio dinâmico pode ser equacionado aplicando-se uma força interna fictícia, denominada força de inércia, que se equilibra com as forças externas atuantes. Partindo-se desta hipótese e ainda conforme a figura 12, define-se a equação de equilíbrio dinâmico como:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = F(t) \quad (3.1)$$

Do diagrama de corpo livre da figura 12, bem como para o equilíbrio das forças apresentado na equação do movimento, correspondem ao primeiro termo da equação 3.1 as forças de inércia, sendo estas, o produto da massa m e das acelerações $\ddot{x}(t)$:

$$f_I = m\ddot{x}(t) \quad (3.2)$$

O segundo termo da equação 3.1 representa as forças de amortecimento do sistema, estas, podendo ser compreendidas como o produto entre a constante de amortecimento c e as velocidades $\dot{x}(t)$:

$$f_A = c\dot{x}(t) \quad (3.3)$$

Finalmente, o terceiro termo da equação 3.1, representa as forças de elásticas do sistema, sendo estas o produto entre a rigidez k , e os deslocamentos $x(t)$:

$$f_S = kx(t) \quad (3.4)$$

A equação do movimento da estrutura é uma equação diferencial de segunda ordem, de coeficientes constantes, não homogênea, para um sistema amortecido e envolvendo uma carga externa atuante. Com estas características, pode-se classificar o sistema como sujeito à vibração forçada amortecida.

Nos casos onde um sistema está submetido a uma condição de vibração livre não amortecida, a equação do movimento 3.1 pode ser reduzida a:

$$m\ddot{x}(t) + kx(t) = 0 \quad (3.5)$$

A solução da equação 3.5 é dada por:

$$x(0) = \bar{X}\cos(\omega_n t) \quad (3.6)$$

$$\dot{x}(0) = \omega_n^2 \bar{X}\cos(\omega_n t) \quad (3.7)$$

Onde, \bar{X} é a amplitude do deslocamento, ω_n é a frequência natural circular do sistema e t é o instante de interesse.

A frequência natural circular do sistema é definida por:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}, \text{ em rad/s.} \quad (3.8)$$

O período natural pode ser expresso por:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}, \text{ em segundos.} \quad (3.9)$$

E finalmente a frequência natural, sendo o inverso do período natural, é dada por:

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi}, \text{ em Hz.} \quad (3.10)$$

A obtenção da equação 3.1 bem como o devido detalhamento de seus termos são abordados extensivamente, por exemplo, em CLOUGH e PENZIEN (2003).

3.2 Vibração forçada amortecida (S1GL)

Quando um sistema está sujeito a uma vibração induzida por um agente externo de forma contínua e também possui características que possibilitam a redução destas vibrações ao longo do tempo, diz-se que o sistema está sujeito a um caso de vibração forçada amortecida.

As vibrações forçadas podem ser classificadas de acordo com seu desenvolvimento no tempo. Quando as vibrações ocorrem de forma repetitiva e com mesmo intervalo ao longo do tempo, podemos classificar essas excitações como periódicas.

O caso de vibração que melhor descreve as cargas devidas à passagem das composições ferroviárias sobre uma ponte, é o caso das cargas classificadas como periódicas, já que estas cargas são aplicadas regularmente em um intervalo de tempo. Por sinal, qualquer carregamento pode ser decomposto em séries de Fourier. Nestas séries, o carregamento genérico pode ser substituído por um somatório de forças harmônicas.

Para um modelo linear dos sistemas físicos de um grau de liberdade, é válido o princípio da superposição de efeitos. Dessa maneira, é suficiente estudar o caso da excitação harmônica, sendo possível a generalização do processo para qualquer outro carregamento.

3.3 Regime Permanente (S1GL)

Para o modelo proposto pela figura 12 e segundo a equação 3.1, considerando-se um regime de excitação harmônica tem-se:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = F\sin(\omega t) \quad (3.11)$$

Onde:

- F é a amplitude da força de excitação;
- ω é a frequência circular de excitação;

A solução da equação 3.11 pode ser expressa pela soma de duas parcelas, sendo a primeira a solução homogênea, $x_h(t)$, e a segunda, a solução particular $x_p(t)$. Estas soluções representam basicamente respostas transientes e respostas permanentes, conforme será apresentado adiante, sendo a solução total expressa por:

$$x(t) = x_h(t) + x_p(t) \quad (3.12)$$

A solução homogênea é obtida tornando nula a força aplicada, ou seja, para $F(t)=0$. É importante ressaltar que, ao longo do tempo, ou seja, para um t crescente, a solução homogênea amortecida tende a zero:

$$x_h(t) = e^{-\xi\omega_n t} A_x \text{sen}(\omega_D t + \alpha) \quad (3.13)$$

ξ pode ser compreendido como o fator adimensional de amortecimento:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad (3.14)$$

Em que c_{cr} é o coeficiente de amortecimento crítico, função das propriedades de inércia e massa do sistema.

A_x corresponde à amplitude do movimento dada por:

$$A_x = \sqrt{\left[\frac{\dot{x}(0) + \xi\omega_n x(0)}{\omega_D} \right]^2 + [x(0)]^2} \quad (3.15)$$

α corresponde ao ângulo de fase dado por:

$$\alpha = \arctan \frac{\omega_D x(0)}{\dot{x}(0) + \xi\omega_n x(0)} \quad (3.16)$$

De acordo com o valor do amortecimento, ao qual um sistema está submetido, podemos classificar o tipo de movimento do sistema como superamortecido, criticamente amortecido ou sub-amortecido. Tais classificações, e deduções, são explanadas, por exemplo, em SOUZA LIMA e SANTOS (2008).

A solução particular x_p , é identificada como a resposta no regime permanente, representa a parcela correspondente à ação da carga e possui frequência igual à da força excitadora.

A solução particular pode ser expressa na seguinte forma:

$$x_p(t) = A \operatorname{sen}(\omega_D t) + B \operatorname{cos}(\omega_D t) \quad (3.17)$$

Ou:

$$x_p(t) = X \operatorname{sen}(\omega t + \theta) \quad (3.18)$$

Onde

$$X = \sqrt{A^2 + B^2} \quad (3.19)$$

$$\theta = \operatorname{arctan} \frac{B}{A} \quad (3.20)$$

Após a realização das derivadas, $\dot{x}(t)$ e $\ddot{x}(t)$, e fazendo-se as devidas substituições das mesmas na equação 3.11, obtém-se os valores para A e B:

$$A = \frac{(k - m\omega^2)}{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2} F \quad (3.21)$$

$$B = \frac{-(c\omega)}{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2} F \quad (3.22)$$

Finalmente a solução particular 3.17 pode ser escrita como:

$$x_p(t) = \frac{(k - m\omega^2)}{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2} F \operatorname{sen}(\omega_D t) + \frac{-(c\omega)}{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2} F \operatorname{cos}(\omega_D t) \quad (3.23)$$

Explicitando a amplitude e a fase da solução particular em relação à excitação aplicada, obtém-se:

$$X = \frac{F}{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2} \quad (3.24)$$

$$\theta = -\operatorname{arctan} \frac{c\omega}{k - m\omega^2} \quad (3.25)$$

As equações 3.24 e 3.25 podem também ser obtidas em função dos parâmetros de frequência natural e fator de amortecimento dividindo-se o numerador e o denominador destas expressões por k , conforme segue:

$$X = \frac{F}{k} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{m\omega^2}{k}\right)^2 + \left(\frac{c\omega}{k}\right)^2}} \quad (3.26)$$

$$\theta = -\arctan \frac{\frac{c\omega}{k}}{k - \frac{m\omega^2}{k}} \quad (3.27)$$

Utilizando-se as definições abaixo:

$$X_{est} = \frac{F}{k} \quad \text{é a resposta estática,} \quad (3.28)$$

$$A_D = \frac{X}{X_{est}} \quad \text{é a amplificação dinâmica,} \quad (3.29)$$

$$r = \frac{\omega}{\omega_n} \quad \text{é a relação entre a frequência excitadora e a frequência natural.} \quad (3.30)$$

Temos:

$$A_D = \frac{1}{\sqrt{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2}} \quad (3.31)$$

$$\theta = -\arctan \frac{2\xi r}{1 - r^2} \quad (3.32)$$

E finalmente chega-se à forma reduzida para a solução particular:

$$x_p(t) = A_D X_{est} \text{sen}(\omega t + \theta) \quad (3.33)$$

Após a substituição das equações 3.13 e 3.33 na equação 3.12, finalmente obtém-se a equação do movimento amortecido sujeito a uma carga harmônica:

$$x(t) = e^{-\xi\omega_n t} A_x \text{sen}(\omega_D t + \alpha) + A_D X_{est} \text{sen}(\omega t + \theta) \quad (3.23)$$

3.4 Sistemas com múltiplos graus de liberdade

O estudo das vibrações sejam elas livres ou forçadas, de sistemas mecânicos discretos, deve ser realizado com o uso das equações da dinâmica, conforme apresentado na seção anterior.

A representação de sistemas mais complexos, muitas vezes não pode ser realizada através de modelos com apenas um grau de liberdade. Um modelo S1GL geralmente é limitado, não sendo capaz de descrever com precisão o comportamento de uma estrutura real.

Para o atendimento às necessidades da engenharia moderna, sistemas com múltiplos graus de liberdade devem ser aplicados; seus conceitos derivam diretamente daqueles estudados para os casos de apenas um grau de liberdade.

Para sistemas com vários graus de liberdade (SVGL), o comportamento de uma estrutura pode ser descrito através da equação matricial do movimento, apresentada abaixo:

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + K D = F(t) \quad (3.24)$$

onde,

- **M, C, K** – representam as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez do sistema, respectivamente;
- **\ddot{D}, \dot{D}, D** – Representam os vetores de acelerações, velocidades e deslocamentos do sistema, respectivamente;
- **F(t)** – Representa o vetor das forças aplicadas.

Ressalte-se que para cada um dos elementos M_{ij} , C_{ij} e K_{ij} , os índices i e j representam as forças que ocorrem no grau de liberdade i , quando ocorre da aplicação de uma aceleração, velocidade ou deslocamento no grau de liberdade j , respectivamente.

3.5 Viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga móvel

Para YANG *et al.* (2004), o problema fundamental a ser considerado no estudo de vibrações induzidas por veículos em pontes, é a resposta dinâmica de uma viga simplesmente apoiada, percorrida por uma única carga em movimento.

Nesta seção, a intenção é aplicar os conceitos da dinâmica de estruturas para o caso específico de uma viga simplesmente apoiada, que correspondem também ao modelo de vão proposto nesta pesquisa. As fórmulas de impacto serão desenvolvidas para os deslocamentos, momentos fletores e forças de cisalhamento para este problema fundamental.

Diversos autores, entre eles YANG *et al.* (2004), concordam que, para casos onde a massa do veículo é pouco relevante se comparada à massa da estrutura, a movimentação da massa do veículo pode ser ignorada, uma vez que sua influência nas forças de inércia é pequena.

Para simplificação dos conceitos, apenas o caso de cargas móveis será tratado nesta seção, sendo o efeito das massas abordado na seção seguinte. Logo algumas premissas devem ser adotadas:

- A viga deve ser homogênea e de seção transversal constante, mantendo a hipótese de Euler-Bernoulli, onde as seções permanecem planas após a deformação;
- Apenas uma única carga móvel deve percorrer a viga;
- Apenas o efeito gravitacional do veículo é considerado enquanto o efeito de inércia é desconsiderado;
- O veículo se move a uma velocidade constante;
- A viga está inicialmente em repouso antes da passagem do veículo;
- É adotado o amortecimento de Rayleigh;
- Nenhuma consideração é realizada a respeito da rugosidade da superfície da pista.

O modelo proposto nesta seção é esquematizado na figura 13:

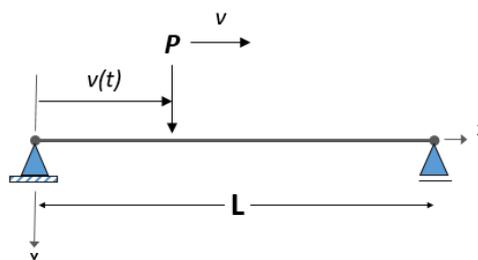


Figura 13 - Viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga móvel.

Na figura 13 apresenta-se o modelo de uma viga simplesmente apoiada, sujeita a uma única carga móvel p deslocando-se a uma velocidade v , onde:

- $u(x,t)$ é a deflexão, ou deslocamento vertical ao longo do vão, na direção do eixo y em uma posição x e em um instante t ;
- L é o comprimento do vão;
- m é a massa da viga por unidade de comprimento;
- c_e e c_i são os coeficientes de amortecimento externo e interno respectivamente;
- E é o módulo de elasticidade da viga;
- I é o momento de inércia da seção da viga;

De acordo com os fundamentos da dinâmica das estruturas, considerando-se as premissas citadas, a equação do movimento da viga, percorrida por uma carga unitária, é dada por YANG *et al.*(2004),:

$$m\ddot{u} + c_e\dot{u} + c_i\dot{u}'''' + Elu'''' = p\delta(x - vt), \quad 0 \leq vt \leq L \quad (3.25)$$

Onde $(\dot{})$ e $(\ddot{})$ denotam diferenciações em relação a posição x e ao tempo t respectivamente e δ é a função delta Dirac. Logo para uma viga simplesmente apoiada, as condições de contorno, em relação à posição e ao instante de aplicação da carga, que satisfazem a equação 3.25 são destacadas abaixo:

$$u(0, t) = 0 \quad (3.26)$$

$$u(L, t) = 0 \quad (3.27)$$

$$Elu''(0, t) = 0 \quad (3.28)$$

$$Elu''(L, t) = 0 \quad (3.29)$$

$$u(x, 0) = 0 \quad (3.30)$$

$$\dot{u}(x, 0) = 0 \quad (3.31)$$

Partindo-se das condições de contorno acima e da equação do movimento para a viga, o deslocamento na direção y para o n -ésimo modo de vibração, assume a forma:

$$u(x, t) = \phi_n(x) \cdot q_n(t) \quad (3.32)$$

Onde $\phi_n(x)$ denota o n -ésimo modo de vibração que satisfaz as condições de contorno e $q_n(t)$ é a coordenada generalizada correspondente a este n -ésimo modo de vibração.

Uma vez que o número de graus de liberdade estimado na análise de um sistema estrutural corresponde ao número de coordenadas com deslocamentos possíveis e independentes capaz de definir adequadamente o movimento espacial de todo o sistema estrutural em qualquer instante de tempo, qualquer outro conjunto de coordenadas é chamado de conjunto de coordenadas generalizadas. Ressalta-se que a escolha de um conjunto de coordenadas generalizadas não é única.

Substituindo a equação 3.32 na equação 3.25, multiplicando-se ambos os lados por ϕ_n e integrando em relação ao x do comprimento do vão, obtém-se:

$$\begin{aligned}
 m\ddot{q}_n(t) \int_0^L [\phi_n(x)]^2 dx + \dot{q}_n(t) \\
 \times \left\{ c_e \int_0^L [\phi_n(x)]^2 dx + c_i I \int_0^L \phi_n^{<4>(x)} \phi_n(x) dx \right\} \\
 + EI q_n(t) \int_0^L \phi_n^{<4>(x)} \phi_n(x) dx = p \phi_n(vt)
 \end{aligned} \quad (3.33)$$

Onde nota-se que.

$$\int_0^L \delta(x - a) \phi_n(x) dx = \phi_n(a) \quad (3.34)$$

Reduzindo-se a equação 3.33 à.

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{p \phi_n(vt)}{\int_0^L m [\phi_n(x)]^2 dx} \quad (3.35)$$

Sendo $\phi_n(x)$ e ω_n dados por YANG *et al.* (2004) como:

$$\phi_n(x) = \frac{n\pi x}{L} \quad (3.36)$$

$$\omega_n = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (3.37)$$

Substituindo as equações 3.36 e 3.37 na equação 3.35, obtém-se a equação do movimento, para o n^{th} modo de vibração, para uma viga simplesmente apoiada dada por 3.38:

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = \frac{2p}{mL} \operatorname{sen} \frac{n\pi vt}{L} \quad (3.38)$$

Onde sendo:

$$\Omega_n = \frac{n\pi v}{L} \quad (3.37)$$

$$S_n = \frac{n\pi v}{\omega_n L} \quad (3.39)$$

Ω_n é a frequência circular de excitação causada pela carga móvel, e S_n é o parâmetro de velocidade adimensional para o n-ésimo modo de vibração.

Da equação 3.32, obtém-se a sua forma reduzida dada por 3.40, sendo esta a equação que apresenta o deslocamento em y devido a passagem de uma carga p , em uma seção da viga simplesmente apoiada. Para detalhes sobre sua dedução, sugere-se consultar YANG *et al.* (2004).

$$u(x, t) = \frac{2pL^3}{EI\pi^4} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^4} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L} \left(\frac{\operatorname{Sen}\Omega_n t - S_n \operatorname{sen}\omega_n t}{1 - S_n^2} \right) \quad (3.40)$$

YANG *et al.* (2004) destacam que, na prática, para uma ampla diversidade de problemas relacionados ao caso das cargas móveis, o efeito da parcela de amortecimento torna-se desprezível, premissa esta já considerada na equação 3.33.

De maneira semelhante, as equações para o momento fletor $M(x, t)$ e esforço cortante $V(x, t)$ para uma seção no vão devidos à passagem de uma carga p são dadas por:

$$M(x, t) = \frac{2pL}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L} \left(\frac{\operatorname{Sen}\Omega_n t - S_n \operatorname{sen}\omega_n t}{1 - S_n^2} \right) \quad (3.41)$$

$$V(x, t) = \frac{2p}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \cos \left(\frac{n\pi x}{L} \right) \left(\frac{\operatorname{Sen}\Omega_n t - S_n \operatorname{sen}\omega_n t}{1 - S_n^2} \right) \quad (3.42)$$

3.6 Fator de impacto para uma carga móvel

De acordo com YANG *et al.* (2004), o fator de impacto para o deslocamento em um ponto no vão de uma ponte, é uma relação entre as repostas dinâmicas e as repostas

estáticas apresentadas no ponto, devidas a passagem da carga móvel, e é dado em percentagem, por:

$$I(x) = \frac{R_d(x) - R_s(x)}{R_s(x)} \times 100 \quad (3.43)$$

Onde $R_d(x)$ e $R_s(x)$ denotam as máximas respostas dinâmicas e estáticas respectivamente para uma ponte em uma seção x devido a passagem do carregamento móvel, e os resultados são dados em percentagem.

Para o caso de uma única carga percorrendo um vão, o fator de impacto para o deslocamento no ponto médio do vão é:

$$I_u = \begin{cases} 1,54S_1 & \text{para } S_1 < 0,5 \\ 0,77 & \text{para } S_1 \geq 0,5 \end{cases} \quad (3.44)$$

Onde o parâmetro de velocidade S_1 é definido por:

$$S_1 = \frac{\pi v}{\omega_1 L} \quad (3.45)$$

Na equação 3.39, o efeito do amortecimento foi desconsiderado. Caso o amortecimento fosse considerado, coeficientes de impacto ligeiramente menores seriam obtidos. Esta dedução pode ser encontrada em YANG *et al.* (2004), seção 2.3.

Os fatores de impacto para o caso do momento fletor no ponto médio do vão, bem como para o caso do esforço cortante na seção inicial ou final são obtidos de forma similar e dados, respectivamente por:

$$I_M = \begin{cases} 1,24S_1 & \text{para } S_1 < 0,36 \\ 0,45 & \text{para } S_1 \geq 0,36 \end{cases} \quad (3.46)$$

$$I_V = 1,4S_1 \quad (3.47)$$

Uma vez que as respostas de impacto induzidas por uma única carga móvel são geralmente maiores que para aquelas induzidas por carregamentos múltiplos ou suas combinações, os coeficientes apresentados por 3.44, 3.46 e 3.47 podem então tratar seguramente, de uma grande gama de situações.

3.7 Viga simplesmente apoiada sujeita a uma série de cargas móveis

Partindo-se do princípio da superposição de efeitos e sendo o sistema de comportamento estrutural linear, pode-se estender a análise para uma viga simplesmente apoiada sujeita a uma única carga móvel, para o caso da mesma viga sujeita a uma série de cargas móveis.

Nesta seção, a abordagem se dará no modelo do carregamento das rodas dos vagões, e conseqüentemente na definição das forças que agem sobre o vão de uma ponte simplesmente apoiada. Para o prosseguimento é importante que algumas premissas sejam estabelecidas, conforme:

- L é o comprimento do vão;
- m é massa da viga por unidade de comprimento;
- E é o módulo de elasticidade da viga;
- I é o momento de inércia da seção da viga;
- O trem é uma composição com um número de carro de distancias d constantes;
- O trem viaja apenas na linha central do vão, não gerando efeitos de torção no mesmo;
- O veículo é simulado como uma série de cargas concentradas de valor p em intervalos constantes d movendo-se uma velocidade constante v ;
- Não são considerados os efeitos de massa e inércia nesta seção;

Uma visualização do sistema é dada pela figura 14 abaixo:

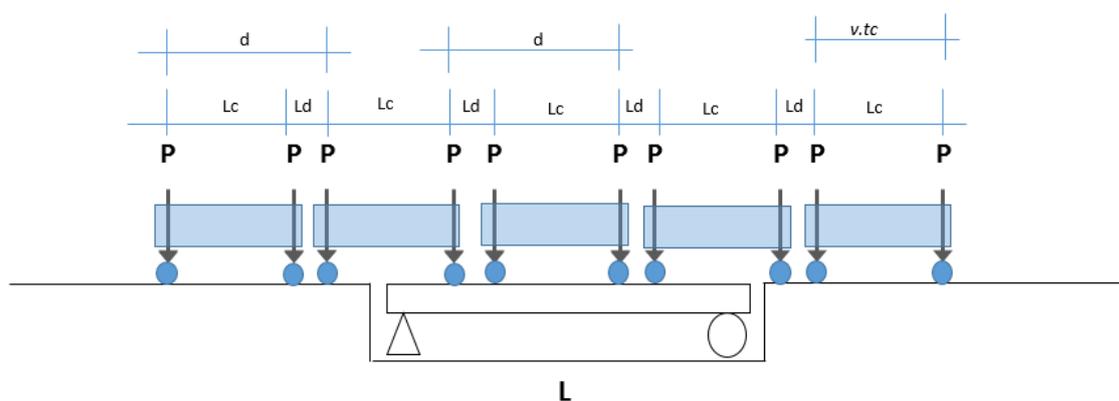


Figura 14 - Viga simplesmente apoiada sujeita a uma série de cargas móveis.

Conforme sugerido por YANG *et al.* (2004), a função carregamento, para a série de cargas móveis que representa o sistema da figura 14 é dada genericamente por:

$$F(t) = \sum_{j=1}^N p \cdot U_j(t, v, L) \quad (3.48)$$

Onde U_j é uma função que considera o tempo de atuação da carga, a velocidade e o comprimento do vão da viga respectivamente. Seu detalhamento pode ser encontrado em YANG *et al.* (2004).

A função carregamento total, desconsiderando-se os efeitos de massa e inércia, é dada por:

$$F(t) = \sum_{j=1}^N p \cdot [U_j(t, v, L) + U_j(t - t_c, v, L)] \quad (3.49)$$

Onde t_c é o passo de tempo, dado entre as rodas frontais e traseiras de um vagão, com distância L entre eixos; t é o passo de tempo, dado entre a primeira roda de cada vagão, possuindo distancia total $d = L_c + L_d$, para N carregamentos, conforme apresentado na figura 14.

Finalmente, a equação do movimento para a viga sujeita a uma série de cargas móveis é:

$$\begin{aligned} m\ddot{u} + c_e\dot{u} + c_i\dot{u}'''' + EIu'''' &= F(t) \\ &= \sum_{j=1}^N p \cdot [U_j(t, v, L) + U_j(t - t_c, v, L)] \end{aligned} \quad (3.50)$$

Reforçando-se que, para a equação do movimento 3.50, devem ser aplicadas as mesmas condições de contorno aplicadas para a equação 3.25 para o deslocamento em y em uma seção do vão.

Neste contexto, a função de deslocamento vertical, em uma seção do vão da viga, sujeita a uma série de cargas móveis é dada, genericamente, pela série:

$$u(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) \cdot \text{Sen} \frac{n\pi x}{L} \quad (3.51)$$

Onde $q_n(t)$ é definido como a coordenada generalizada para o n-ésimo modo de vibração da viga.

Conforme detalhado por YANG *et al.* (2004), a função deslocamento $u(x, t)$, em uma seção da viga, pode então, a partir de 3.45, ser apresentada em função das contribuições dos carregamentos das rodas dianteiras e das rodas traseiras dos vagões, dadas por $\bar{P}_1(v, t)$ e $\bar{P}_1(v, t - t_c)$, respectivamente:

$$u(x, t) = \frac{2pL^3}{EI\pi^4} \frac{1}{1 - S_1^2} \text{sen} \frac{\pi x}{L} [\bar{P}_1(v, t) + \bar{P}_1(v, t - t_c)] \quad (3.52)$$

3.8 Consideração das massas dos veículos no SAP2000

No programa SAP2000 (2016), as massas da estrutura são calculadas automaticamente a partir de informações da densidade do material e do volume dos elementos estruturais, sendo incluídas automaticamente nos cálculos dinâmicos. Para o caso de barras com seções constantes, a metade da massa de cada elemento é alocada concentradamente nos nós das extremidades conforme a figura 15:

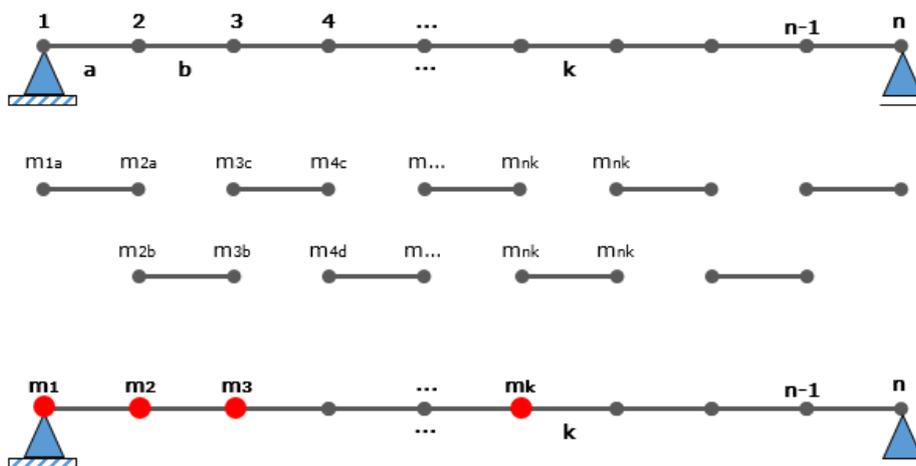


Figura 15 - Distribuição de massa nos elementos finitos.

Entretanto, para o caso das massas dos veículos, optou-se por uma abordagem simplificada, aplicando-se manualmente nos pontos nodais ao longo da estrutura, a massa referente ao veículo com maior massa linear.

Uma vez que este trabalho, delimita o trânsito de cinco diferentes veículos, apresentados no capítulo 2, a primeira verificação parte da obtenção das massas totais de cada veículo, seguido da obtenção de sua massa por metro linear, ou seja, a massa total do veículo, dividida pelo comprimento total do veículo, apresentado pela Tabela 1.

Para o procedimento sugerido, adotou-se o valor de $9,80065\text{m/s}^2$ para a constante gravitacional.

Tabela 1 – Massa linear dos veículos de interesse.

Veiculo	Peso Total - kN	Massa Veiculo - Ton	Comprimento - m	Ton/m
Cooper E80	5.138,00	523,93	33,15	15,80
Cooper E80 + 20%	6.165,60	628,72	33,15	18,97
Dash-9	1.950,00	198,84	22,04	9,02
GDT	1.200,00	122,37	9,73	12,58
GDU	1.400,00	142,76	9,73	14,67

De acordo com a Tabela 1 observa-se que o veículo Cooper E80+20% possui maior massa por metro, dessa maneira, seu valor será incorporado à estrutura conforme procedimento:

1. Obtenção da maior massa linear dos três veículos;
2. Aplicação da massa, nos nós da estrutura que correspondem ao produto da massa do item 1 pela distância entre os nós, conforme figura 16.

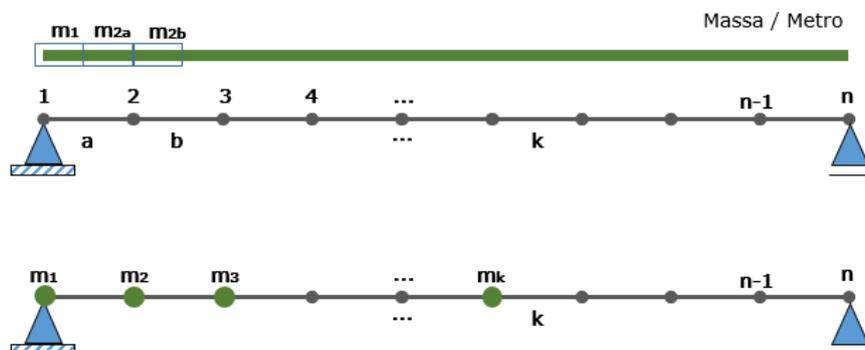


Figura 16 – Aplicação nodal das massas do veículo.

3. Após a seleção dos nós, deve-se prosseguir com a aplicação da massa nodal, em toneladas.
4. Especificar a fonte de massa conforme no SAP, conforme figura 17.

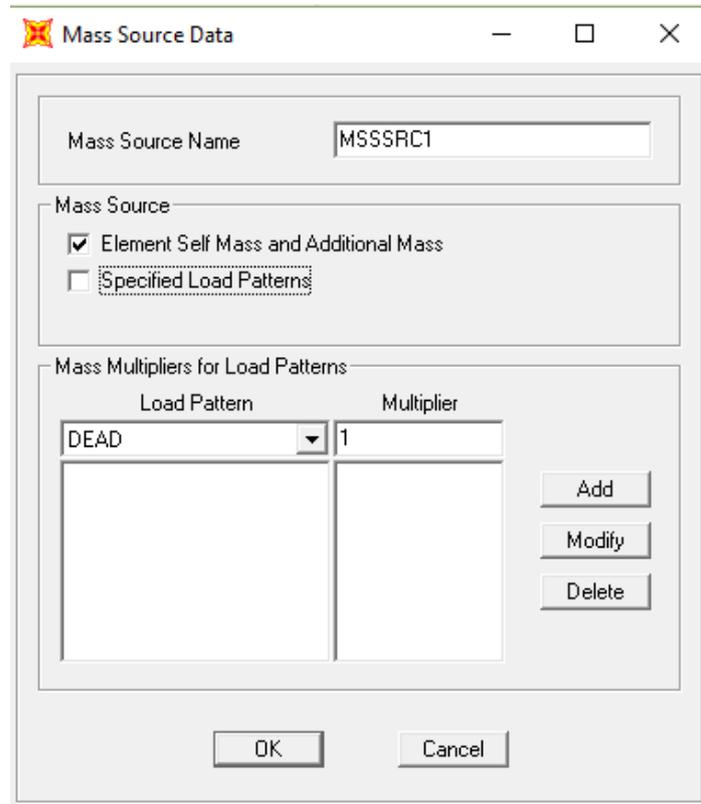


Figura 17 – Especificação da fonte de massa padrão.

De acordo com a proposta apresentada, o efeito da massa dos veículos será compensada por uma abordagem simplificada.

4 ESPECIFICAÇÕES DA A AREMA

A AREMA (*American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association*) foi formada em 1 de outubro de 1997, como resultado da fusão de três associações de engenharia norte americanas, sendo atualmente, responsável por conduzir e consolidar diversos estudos e materiais referentes ao projeto e manutenção de linhas ferroviárias.

As verificações a serem realizadas sobre os modelos estruturais deste trabalho serão também comparadas às especificações e orientações do capítulo 15 de AREMA, versão de 2017. Os itens mais relevantes, para o contexto deste estudo, serão abordados a seguir.

4.1 Fadiga

É conhecido que elementos e conexões sujeitos a variações repetitivas de tensões estão sujeitos aos efeitos da fadiga. A AREMA faz algumas observações sobre o tema, abaixo resumidas:

- Os principais fatores que regem a força de fadiga, em um ponto em particular de um elemento ou conexão são o número de ciclos de tensão, a magnitude da faixa de tensão e as categorias dos detalhes estruturais que submetidos a certos carregamentos induzem a fadiga.
- O número de ciclos de tensão N a considerar, deve ser selecionado na tabela 46, sendo que N depende do comprimento do vão e do número de faixas de rodagem. Entretanto o número de ciclos também pode ser arbitrado para atender ao projeto.
- A carga de impacto média deve ser tomada conforme a tabela 47.
- A faixa de tensão SR (variação de tensão de projeto permitida) é definida como a diferença algébrica entre as tensões máximas devidas às cargas permanentes e cargas móveis.
- Exemplos de diversos modelos de detalhes construtivos são ilustrados e categorizados na tabela 48, estes serão utilizados para categorizar a estrutura e realizar as análises deste texto.
- A faixa de tensão não deve exceder a faixa de tensão de fadiga permitida, SR_{fat} , apresentada na tabela 49.
- Para vãos superiores a 300 pés (91,44m) é necessária uma análise especial do número de ciclos relevantes, não sendo este o caso deste estudo.

4.2 Efeitos finais no meio do vão

De acordo com a AREMA (2013), os efeitos finais na estrutura são obtidos pela soma dos efeitos produzidos pela carga permanente acrescido dos efeitos estáticos da carga móvel multiplicados pelo coeficiente de impacto.

Entretanto para a verificação dos efeitos finais, em termos dos deslocamentos verticais admissíveis, na seção média do vão da ponte, a AREMA (2013) limita, considerando apenas a ação da carga móvel, à razão de $L/640$ do vão. Com esta definição, serão realizadas as análises de atendimento à flecha gerada pelas cargas móveis.

4.3 Coeficiente de impacto

Para esta pesquisa, o objetivo de se conhecer os coeficientes de impacto previstos pela AREMA (2013), para as diferentes velocidades, atém-se apenas à majoração de carga esperada caso não fosse realizada uma análise dinâmica. A intenção é a de conhecer os ganhos trazidos pela análise dinâmica, contra os coeficientes de impacto que seriam adotados.

Logo, sendo a estrutura de interesse uma ponte ferroviária metálica não treliçada, a AREMA (2013) especifica que os coeficientes de impacto para velocidades de composições abaixo de 60 mph (95,56km/h) e vão superiores a 80 pés (24,38m) devem ser obtidos através da formula 4.1, e dados em porcentagem:

$$\varphi = RE + 16 + \frac{600}{L-30}, \text{ onde } L \text{ é dado em pés.} \quad (4.1)$$

Onde φ é o coeficiente de impacto dado em porcentagem.

Conforme mencionado, para velocidades de operação inferior a 60 mph, a norma admite uma redução na segunda e terceira parcela da expressão 4.1, multiplicando-se por:

$$1 - \frac{0,8}{2500} \times (60 - S)^2 \geq 0,2, \text{ onde } S \text{ é dado em mph} \quad (4.2)$$

Finalmente os carregamentos verticais devem ser majorados pelas porcentagens obtidas pela equação 4.1.

É interessante notar que os índices de majoração, obtidos em 4.1, consideram apenas as velocidades e comprimento do vão para serem definidos.

5 VERIFICAÇÃO DO PROGRAMA – SAP2000

Conforme já mencionado, neste texto pretende-se realizar uma análise estrutural em função do tempo com o auxílio do programa SAP2000.

Como entrada para o programa, devem ser definidos o número de eixos da carga móvel, peso e distância entre eles, bem como a velocidade de passagem, para que através do ambiente de criação de veículos, o próprio SAP2000 crie as funções de carregamento com variação no tempo.

Buscando verificar a validade desta forma de modelagem, será realizado neste capítulo uma comparação, entre um modelo, de uma estrutura, com características e resultados conhecidos, contra um outro modelo, da mesma estrutura, construído no SAP2000 utilizando-se o ambiente de criação de veículos e funções de carregamento.

A estrutura e modelo que serviram como referência para esta verificação, foram apresentados por CARVALHO NETO e VELOSO (2014), e será aqui chamado de modelo CNV. Os resultados do modelo CNV são comparados com o modelo nesta pesquisa no SAP2000, chamado de modelo CNV-TESTE, para validação da utilização do programa e atendimento às intenções desta pesquisa.

5.1 Detalhamento do modelo CNV

O modelo CNV, servirá como referência para a validação da utilização do SAP2000 para a análise em histórico de tempo, com a criação automática das funções de carregamento.

No artigo citado, os autores apresentaram os resultados obtidos com um algoritmo que gera funções de carregamento para a análise estrutural dinâmica de pontes submetidas a cargas móveis de veículos. Este algoritmo propõe, exclusivamente, obter séries temporais de cargas nodais, em função das características do trem-tipo, para uma análise por histórico no tempo.

A intenção dos autores é a de apresentar os ganhos de processamento computacional ao se utilizar o algoritmo para as funções de carregamento. Uma vez em posse dessas funções pode ser realizada a análise com histórico de tempo.

5.2 Características da estrutura

A estrutura analisada é um viaduto em concreto armado com extensão total de 44,90 metros, constituída por um vão isostático de 18,00 metros, um encontro esquerdo de 15,25 metros e um encontro direito de 11,65 metros. A figura 18 apresenta uma fotografia e um corte da seção transversal do viaduto. Esta estrutura corresponde à Obra de Arte Especial Nº1 da Estrada de Ferro Carajás, próxima à cidade de São Luís – MA.

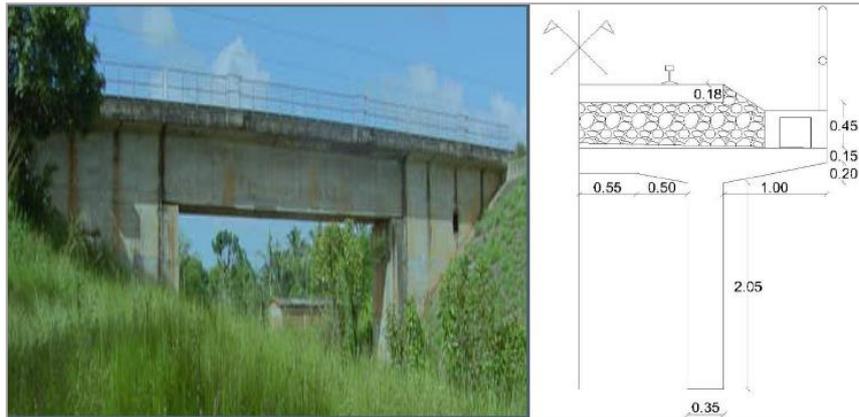


Figura 18- Fotografia e a seção transversal (CARVALHO NETO e VELOSO, 2014).

O modelo numérico e informações mais detalhadas podem ser encontrados em CARVALHO NETO e VELOSO (2014).

5.3 Características do carregamento

Foram simuladas seis velocidades (1, 5, 10, 40, 60 e 80 km/h) para um veículo com 2 locomotivas do tipo Dash-9 e 4 vagões do tipo GDT. As características do veículo estão representadas na figura 19. Os valores de carga por eixo adotados foram de 300 kN para os eixos da locomotiva e 325 kN para os eixos dos vagões.

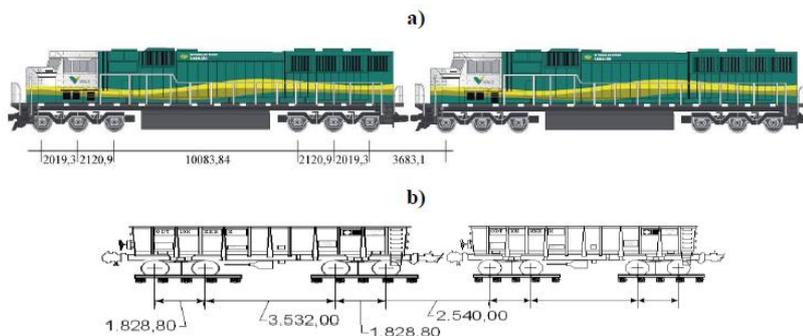


Figura 19- a) Locomotiva Dash-9 e b) Vagão GDT (unidades em mm)

Os parâmetros para a matriz de amortecimento de Rayleigh foram obtidos fixando os valores do 1º e o 4º modos de vibração, resultando em valores de 0,8057 (coeficiente proporcional de massa) e 0,00189 (coeficiente proporcional de rigidez).

5.4 Modelo CNV-TESTE - desenvolvido no SAP2000.

Assim como para o modelo CNV, o modelo CNV-TESTE criado para a verificação dos resultados do SAP 2000 foi desenvolvido em elementos de barra em três dimensões, considerando-se a mesma seção transversal.

O modelo CNV, no entanto, foi desenvolvido com elevado grau de detalhamento, sendo utilizados 515 elementos e 483 nós. A longarina e o trilho foram modelados com elementos de barra. As placas de apoio ou palmilhas, entre o trilho e os dormentes, foram modeladas como elementos de mola. Os dormentes de madeira foram modelados em elementos de casca assim como o lastro.

Em função do objetivo deste capítulo, de apenas se conhecer a validade do método, esperando-se alcançar apenas resultados próximos aos obtidos pelo modelo CNV, o modelo CNV-TESTE possui detalhamento muito mais simples. A viga principal de seção transversal π foi modelada com elementos de barra, com um total de 10 elementos e 11 nós, conforme apresentado na figura 20.

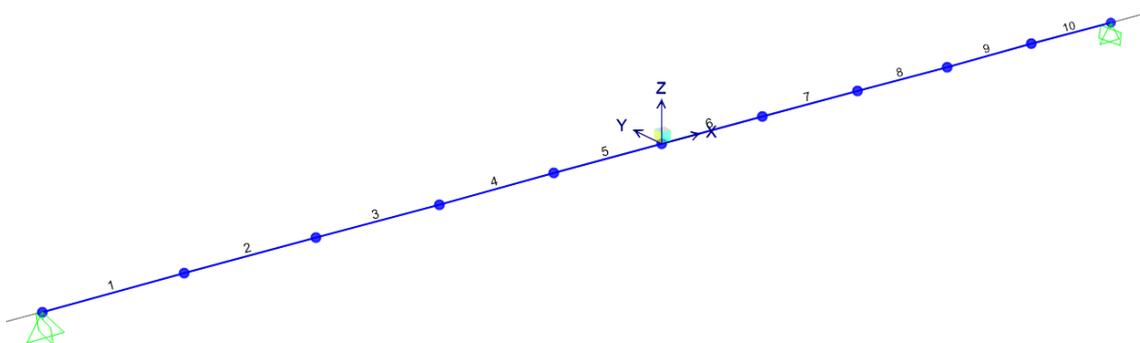


Figura 20 - Modelo elementos de barras dividido em 10 elementos.

Ambos os apoios da estrutura foram definidos com restrições de deslocamento em todas as direções, bem como restrição de rotação nas direções dos eixos x e z , permitindo-se apenas a rotação em torno do eixo y , conforme apresentado na figura 21.

Pela figura 21 pode-se observar a estrutura, com representação da seção transversal gerada pelo programa SAP2000.

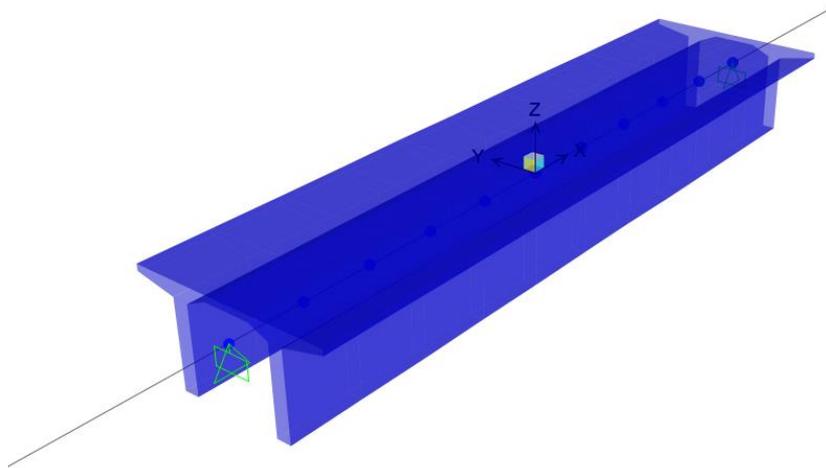


Figura 21 – Projeção da estrutura para o vão isostático de 18m.

5.5 Cargas móveis

A construção do veículo no programa é feita conforme a figura 22. Os módulos das cargas, bem como a distância entre eixos, são os mesmos utilizados no modelo CNV de CARVALHO NETO e VELOSO (2014).

O próprio programa utiliza automaticamente as informações inseridas nesta etapa para gerar as funções de carregamento no tempo.

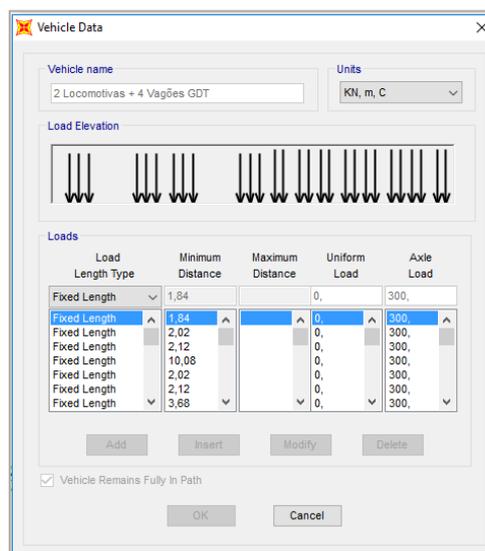


Figura 22 – Carregamento móvel - 2 locomotivas Dash-9 e 4 vagões GDT.

Para esta verificação foi aplicado ao veículo uma velocidade de 40 km/h ou 11,11 m/s, conforme pode ser observado na figura 23.

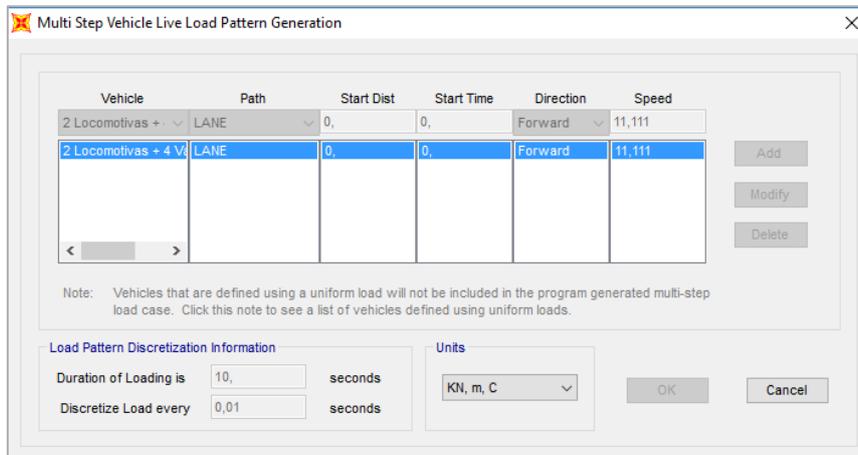


Figura 23 – Parâmetros para geração da carga móvel.

Uma vez que os resultados apresentados por CARVALHO NETO e VELOSO (2014) foram obtidos através das análises com velocidades de 40 km/h, a mesma velocidade foi utilizada para a análise do modelo CNV-TESTE.

A figura 24 apresenta os parâmetros para os casos de carregamento (*Load Cases*) para o modelo aqui desenvolvido. Para uma análise em histórico de tempo, as premissas adotadas são as mesmas do modelo original.

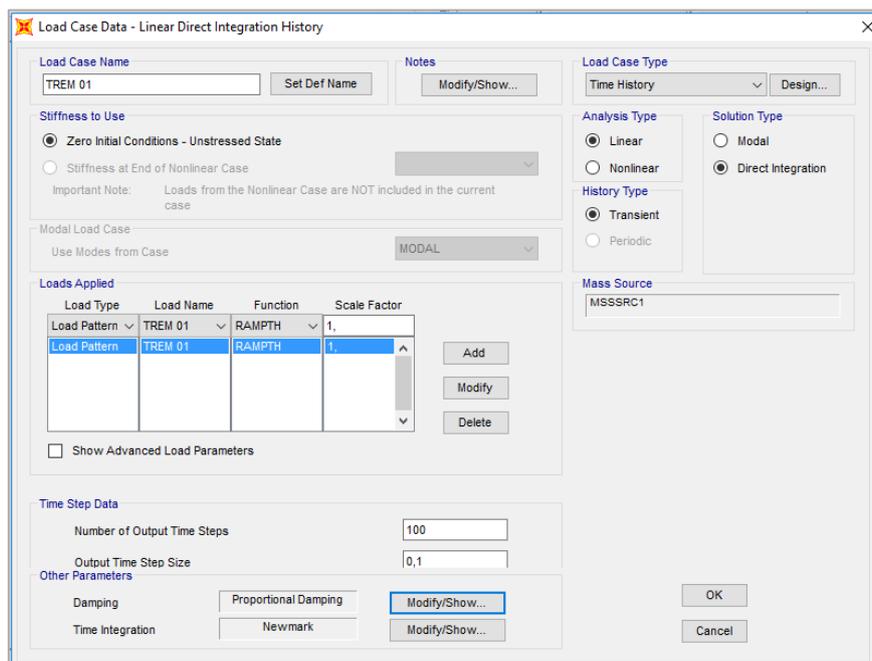


Figura 24 – Parâmetros para o caso de carregamento (*Load Case*).

5.6 Comparativo entre resultados – Modelo CNV e Modelo CNV-TESTE

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos pelo modelo CNV-TESTE, em seguida serão comparados aos resultados obtidos por CARVALHO NETO e VELOSO (2014).

5.6.1 Resultados do modelo CNV

A figura 25 apresenta os resultados obtidos por CARVALHO NETO e VELOSO (2014) para uma análise em histórico de tempo e outra para uma análise em múltiplos passos (*multi-step*, ver definição e detalhes nesta referência).

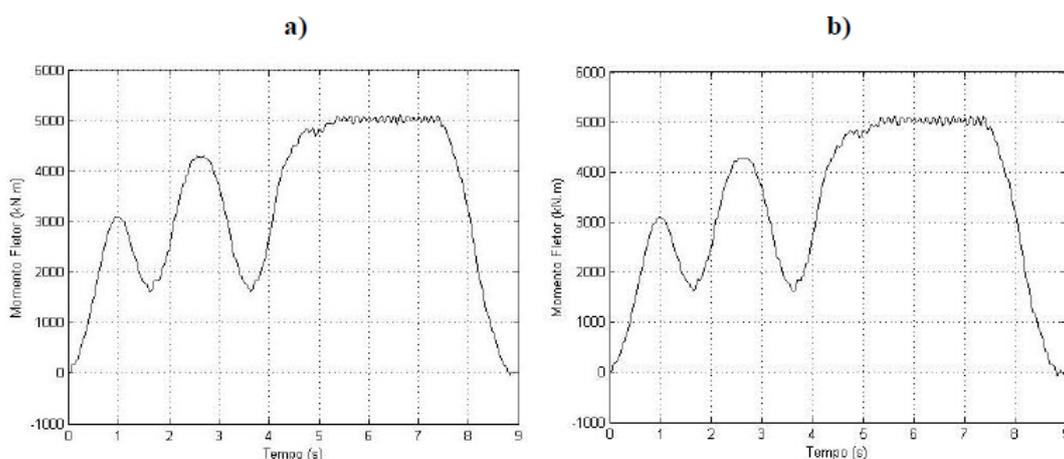


Figura 25- Séries temporais de momentos fletores meio do vão (CARVALHO NETO e VELOSO, 2014).

A figura 25-a apresenta os resultados obtidos através da análise de múltiplos passos (*multi-step*) e a figura 25-b apresenta os resultados obtidos para a análise em histórico de tempo (*time-history*).

5.6.2 Resultados do modelo CNV-TESTE

Na figura 26 podem ser observados os resultados obtidos para os momentos fletores no meio do vão para o modelo CNV-TESTE, obtidos para o elemento número 10, com passos de tempo de 0,1s em uma análise por histórico no tempo.

Conforme se observa, os valores obtidos pelo modelo de verificação foram muito próximos aos resultados obtidos por CARVALHO NETO e VELOSO (2014). As variações entre os resultados podem ser justificadas pela simplificação do modelo CNV-

TESTE, haja visto que o modelo CNV possuía mais de 550 elementos no total, entre elementos de barra e casca, contra o modelo CNV-TESTE, que possui um total de apenas 10 elementos de barra.

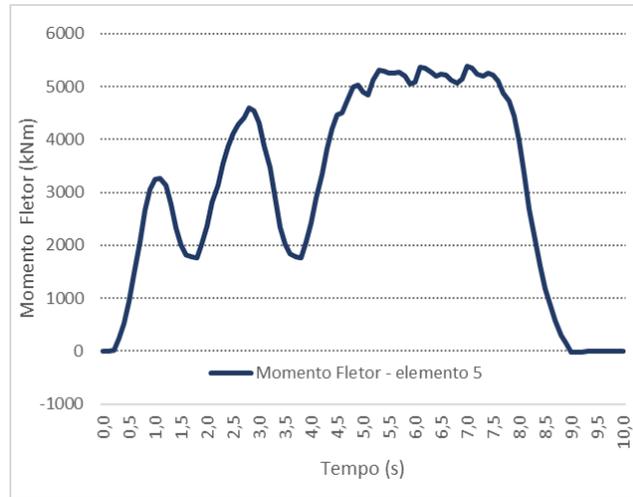


Figura 26 – Momentos fletores no meio do vão – SAP2000.

O objetivo principal deste capítulo foi então alcançado, confirmando de forma segura a utilização do ambiente de criação de veículos, para a criação automática de funções de carregamento, uma vez que a partir dos resultados obtidos, se pode concluir que o sistema automatizado do SAP2000 funciona adequadamente.

6 DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS – PONTE FERROVIÁRIA ILHA GUAÍBA

Neste capítulo serão tratados os principais aspectos adotados para a representação da estrutura, objeto do estudo desta pesquisa. Para tanto serão apresentados dois modelos, o primeiro (Modelo 01) composto por elementos de barra e o segundo (Modelo 02) composto por elementos de casca e barras, o que proporciona um nível mais elevado de detalhamento. Para ambos os modelos, serão mantidas as mesmas características de carregamento, visando à realização de uma comparação de resultados.

6.1 Características estruturais da ponte ferroviária da Ilha Guaíba.

A estrutura, construída na década de 70, possui em sua totalidade 1705 m de extensão, dividida em 55 segmentos com vãos livres de 31 m. A superestrutura é totalmente projetada em aço e suporta diretamente os dormentes e trilhos da linha férrea, não havendo a utilização de lastro em material granular.

Atualmente a estrutura da ponte foi reforçada, entretanto para este trabalho será analisada apenas sua formatação original. As principais características para o vão tipo da ponte são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Características do vão tipo.

Item	Dimensão
Massa estimada	78,190 t
Altura	2,506 m
Largura	2,800 m
Comprimento	31,00 m

A estrutura analisada é, basicamente, composta de perfis e chapas metálicas. Nas figuras 27, 28, 29, 30 e 31 são apresentados os projetos originais, considerados para o desenvolvimento dos modelos.

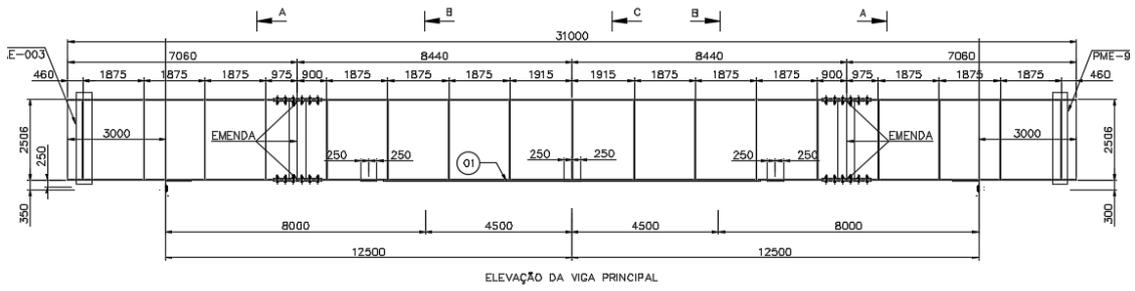


Figura 27 – Viga principal, elevação.

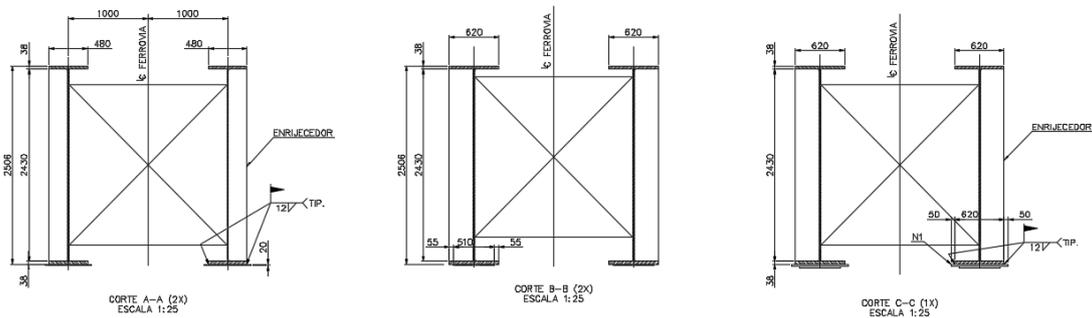


Figura 28- Vigas principais, cortes.

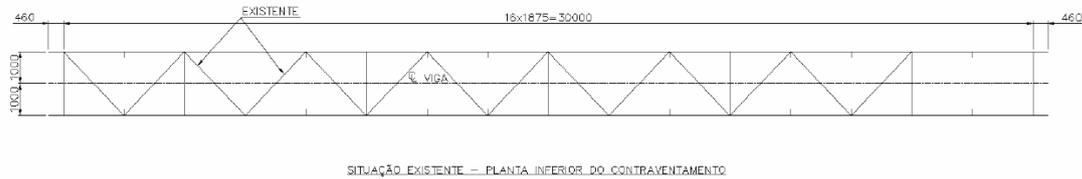


Figura 29- Contraventamento inferior.

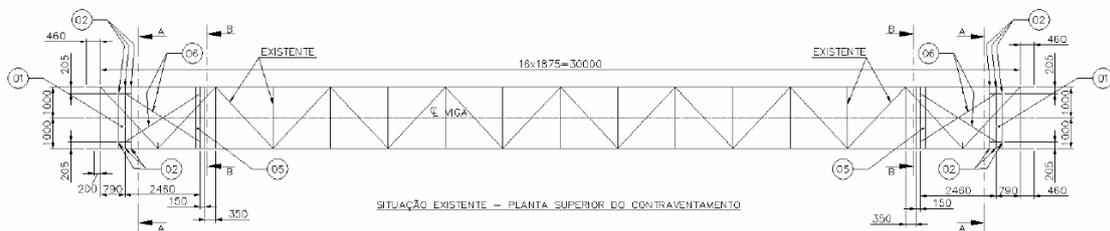


Figura 30 – Contraventamento superior.

- Modelo de barras: coeficiente de 1,90 multiplicado ao peso próprio “DEAD”;
- Modelo de casca e barras: coeficiente de 1,51 multiplicado ao peso próprio “DEAD”;

A diferença entre os valores é devida principalmente ao nível de detalhes considerado em cada tipo de modelo, isto é, o modelo em casca e barras, por possuir maior precisão necessitou de uma correção menor para as cargas permanentes se comparado ao modelo de barras.

6.5 Características dos Veículos – carga móvel

As principais características, dos veículos podem ser expressas como:

COOPER E80: Locomotivas teóricas COOPER E80, desconsiderando-se a carga distribuída de 120 kN/m; o veículo total possui 33,15 m de comprimento.

COOPER E80+20%: Locomotivas teóricas COOPER E80 com um incremento de carga de 20%, desconsiderando-se a carga distribuída de 144 kN/m; o veículo total possui 33,15 m de comprimento.

2 LOCOMOTIVAS Dash-9 + 5 VAGÕES GDT: Locomotivas utilizadas na prática atualmente com 5 vagões do modelo GDT; o veículo total possui 88,69 m de comprimento.

2 LOCOMOTIVAS Dash-9 + 5 VAGÕES GDU: Locomotivas utilizadas na prática atualmente com 5 vagões do modelo GDU; o veículo total possui 88,69 m de comprimento;

A caracterização dos veículos, no ambiente do programa SAP2000, pode ser verificada nas figuras de 32 a 35, a seguir.

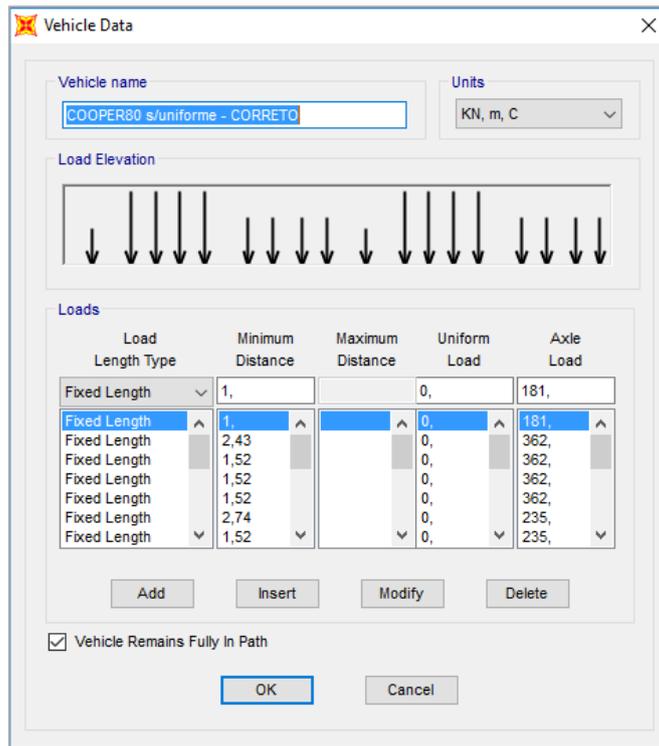


Figura 32 - COOPER E80 – ambiente SAP2000.

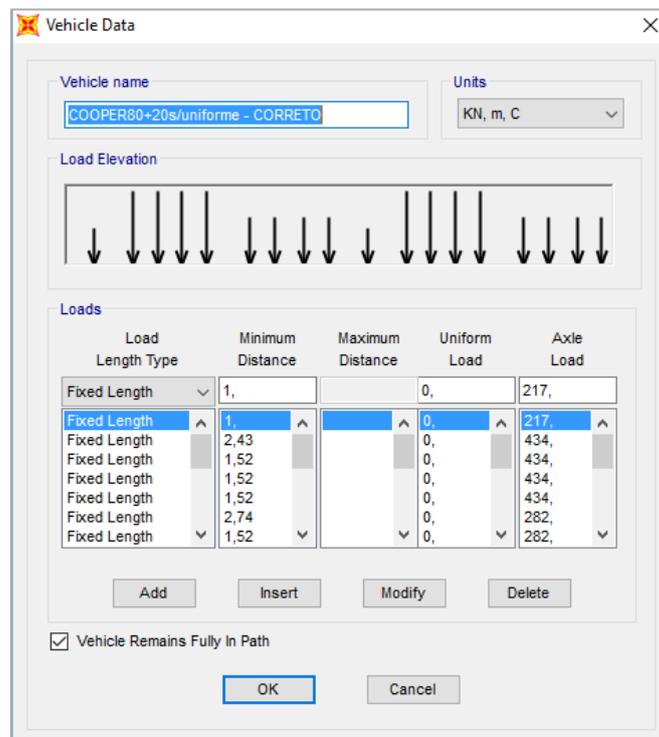


Figura 33 - COOPER E80 + 20% – ambiente SAP2000.

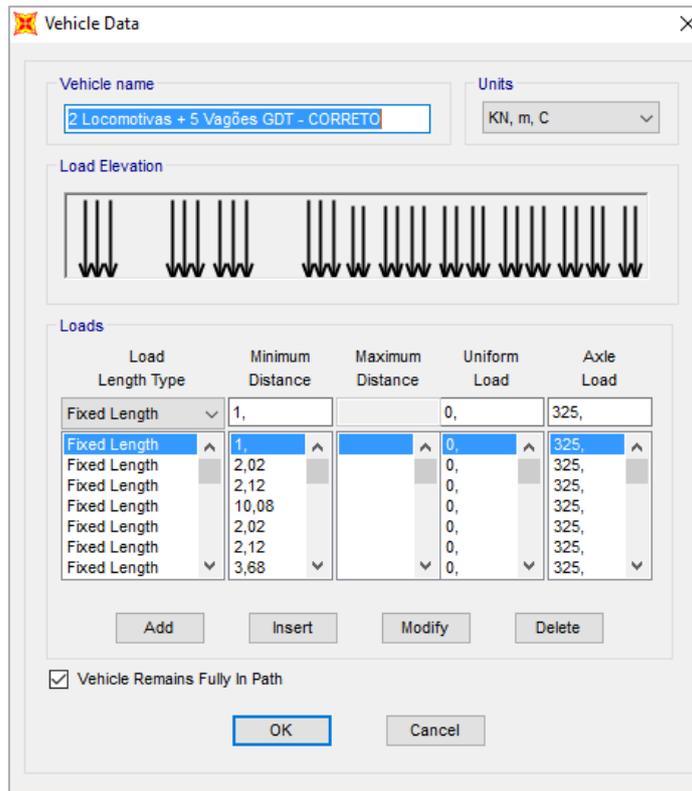


Figura 34 - 2 Locomotivas + 5 Vagões GDT – ambiente SAP2000.

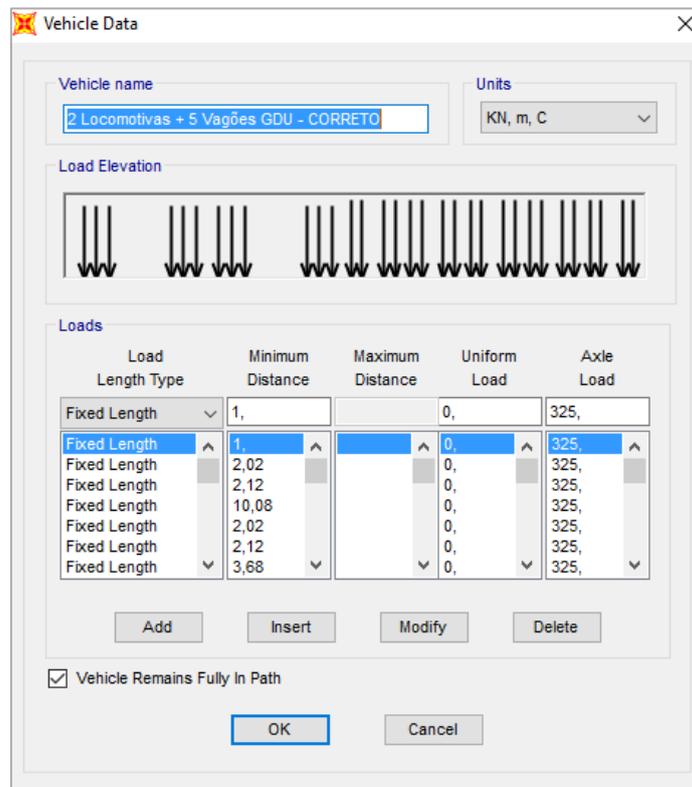


Figura 35 - 2 Locomotivas + 5 Vagões GDU – ambiente SAP2000.

6.6 Resumo dos padrões de carregamentos (*Load Patterns*)

Os padrões dos carregamentos atuantes na estrutura foram estabelecidos, definidos e orientados pelo tipo de veículo, bem como pelas velocidades de interesse, sendo elas 15 km/h, 20 km/h, 25 km/h, 30 km/h e 35 km/h. Estas velocidades foram informadas pela equipe de planejamento e controle de produção, do Terminal da Ilha Guaíba.

A Tabela 4 apresenta todos os padrões de carregamento (*Load Patterns*) criados para a realização das análises, nos dois modelos do vão tipo da ponte ferroviária.

Tabela 4 – Padrões de carregamento.

Load Pattern	Veículo	Vel. km/h	Vel. m/s
DEAD	N/A	N/A	N/A
LP01	Cooper 80	15	4,17
LP02	Cooper 80	20	5,56
LP03	Cooper 80	25	6,94
LP04	Cooper 80	30	8,33
LP05	Cooper 80	35	9,72
LP06	Cooper 80+20%	15	4,17
LP07	Cooper 80+20%	20	5,56
LP08	Cooper 80+20%	25	6,94
LP09	Cooper 80+20%	30	8,33
LP10	Cooper 80+20%	35	9,72
LP11	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	15	4,17
LP12	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	20	5,56
LP13	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	25	6,94
LP14	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	30	8,33
LP15	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	35	9,72
LP16	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	15	4,17
LP17	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	20	5,56
LP18	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	25	6,94
LP19	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	30	8,33
LP20	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	35	9,72

6.7 Resumo dos casos de carregamento (*Load Cases*)

Os casos de carregamento criados estão apresentados resumidamente na Tabela 5, onde algumas premissas devem ser destacadas:

- Definição da análise em histórico de tempo;

- Integração direta de Newmark;
- Fator de amortecimento adotado, de 0,02, de acordo com SOUZA LIMA E SANTOS (2008);
- Fonte de massa especificada, transformando casos de carregamento em massas móveis;
- Análises para a estrutura considerando comportamento linear.

Tabela 5- Casos de carregamento (*Load Cases*).

Load Case	Load Pattern	LC Tipo	Tipo de Análise	Tipo de Solução	Fonte de Massa	Amort.
LP01	LP01	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP02	LP02	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP03	LP03	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP04	LP04	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP05	LP05	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP06	LP06	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP07	LP07	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP08	LP08	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP09	LP09	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP10	LP10	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP11	LP11	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP12	LP12	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP13	LP13	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP14	LP14	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP15	LP15	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP16	LP16	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP17	LP17	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP18	LP18	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP19	LP19	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
LP20	LP20	Time History	Línear	Integração Direta	MSSSRC1	0,02

6.8 Casos de carregamento de alta velocidade

Os casos de carregamento verificados nesta seção, são de interesse apenas teórico, pois serão consideradas velocidades muito acima das permitidas pela via em estudo. Sua avaliação se deu pelo interesse de se conhecer o comportamento da estrutura quando submetida a condições extremas de carregamento dinâmico.

Neste sentido, foram criados dezesseis casos de carregamento para a análise da estrutura submetida a velocidades de 50km/h, 100km/h, 150km/h e 200km/h, conforme visualizado pela Tabela 6.

Tabela 6 – Casos de carregamento para altas velocidades.

Load Case	Vel. km/h	Vel. m/s	Tipo de Solução	Fonte de Massa	Amort.
COOPER 80 - 50KM/H	50	13,89	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
COOPER 80 - 100KM/H	100	27,78	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
COOPER 80 - 150KM/H	150	41,67	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
COOPER 80 - 200KM/H	200	55,56	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
COOPER 80 +20% - 50KM/H	50	13,89	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
COOPER 80 +20% - 100KM/H	100	27,78	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
COOPER 80 +20% - 150KM/H	150	41,67	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
COOPER 80 +20% - 200KM/H	200	55,56	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
2LOC + 5GDT - 50KM/H	50	13,89	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
2LOC + 5GDT - 100KM/H	100	27,78	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
2LOC + 5GDT - 150KM/H	150	41,67	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
2LOC + 5GDT - 200KM/H	200	55,56	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
2LOC + 5GDU - 50KM/H	50	13,89	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
2LOC + 5GDU - 100KM/H	100	27,78	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
2LOC + 5GDU - 150KM/H	150	41,67	Integração Direta	MSSSRC1	0,02
2LOC + 5GDU - 200KM/H	200	55,56	Integração Direta	MSSSRC1	0,02

6.9 Definição da faixa de tráfego (*Lane*)

Para o posicionamento da carga móvel, o programa exige a definição de uma faixa de tráfego, denominada “lane”, destacada na região central do modelo da ponte ferroviária na figura 36.

A figura 36 representa a faixa de trafego utilizada para o modelo 02, analisado neste trabalho, sendo semelhante a criação de uma faixa de trafego para o modelo 01.

Os procedimentos, para a definição da faixa de tráfego podem ser encontrados nos manuais do programa SAP2000.

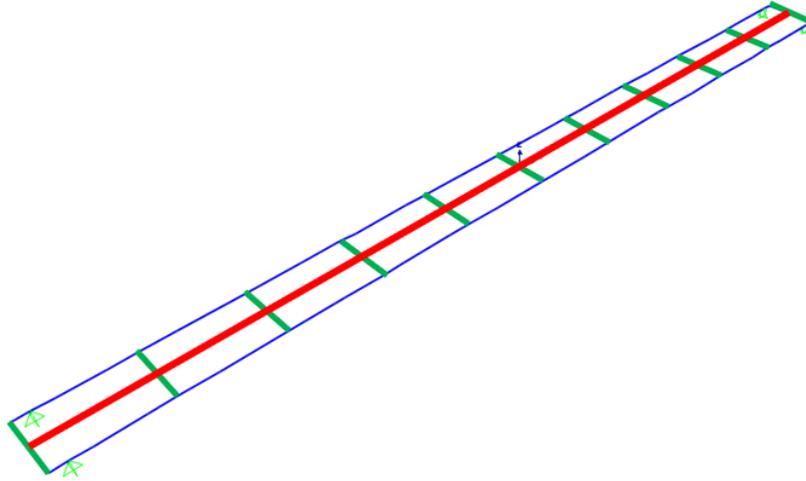


Figura 36 – Definição da "Lane".

O procedimento exige a definição de uma viga fictícia, que para o modelo proposto é representado pela linha central em vermelho na figura 36. Como para esse elemento não se prevê atuação estrutural, as propriedades aplicadas a sua seção foram consideradas nulas, como pode ser verificado na figura 37.

Os elementos transversais, ao sentido longitudinal do modelo e destacados em verde, representam os conectores da faixa de tráfego, e sua única função é transferir os esforços para as vigas principais da estrutura. As propriedades geométricas dos conectores também devem ser desprezadas, assim como para o caso da “lane”.

A faixa de tráfego idealizada, para o modelo em barras desta pesquisa considera o mesmo conceito e neste sentido algumas premissas devem ser consideradas:

- O veículo atua completamente dentro da faixa de tráfego;
- Não é aplicada nenhuma excentricidade de carga;
- Todas as seções possuem propriedades que não afetam o comportamento estrutural do modelo;
- A mesma configuração de “lane” é aplicada para todos os padrões e casos de carregamento;

Após o estabelecimento da “lane” parte-se para a modelagem dos elementos estruturais que, no caso do primeiro modelo desta pesquisa, possui apenas elementos de barra.

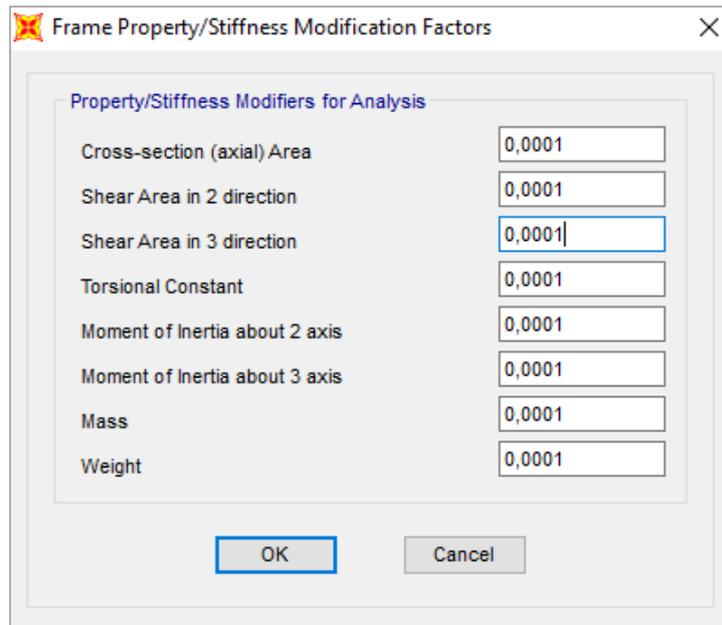


Figura 37 - Propriedades para a viga de “Lane”.

6.10 Modelo em elementos de barras

Devido à simetria do vão tipo da ponte, bem como a locação dos trilhos sobre os eixos das longarinas, o modelo 01 contempla apenas a análise de uma das duas vigas principais, bem como a passagem dos veículos modelados com suas cargas reduzidas pela metade.

No primeiro caso de estudo, o vão tipo da ponte é modelado em elementos de barra. Para tanto, foram utilizados 22 elementos e 23 nós, aplicando-se as características dos materiais e propriedades geométricas obtidas dos projetos originais da estrutura. Uma representação do modelo da ponte é apresentada nas figuras 38 e 39.

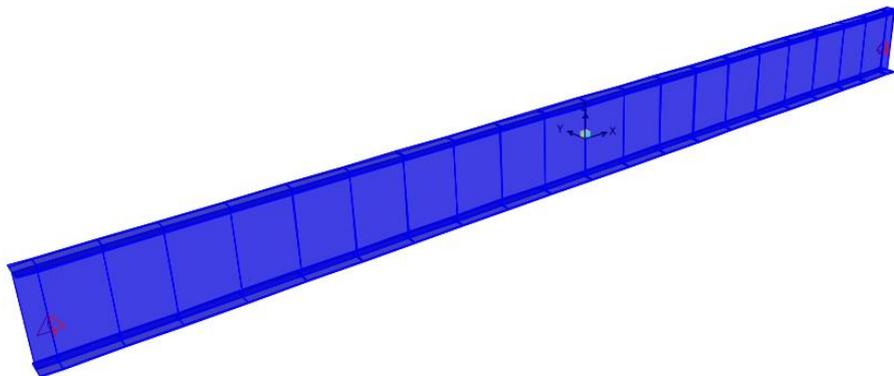


Figura 38- 3D - Modelo em barras.

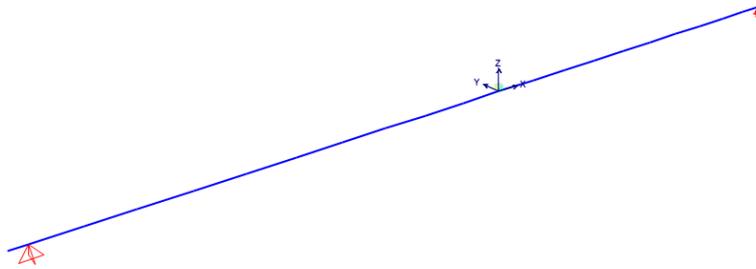


Figura 39 – Representação unifilar do modelo.

Uma vez que os perfis metálicos das longarinas principais foram fabricados exclusivamente para a estrutura desta ponte, e suas propriedades geométricas podem ser verificadas pela figura 40.

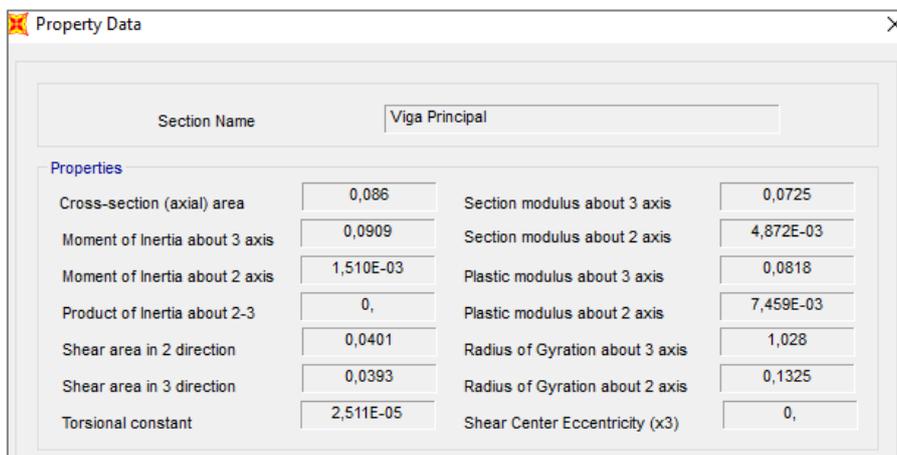
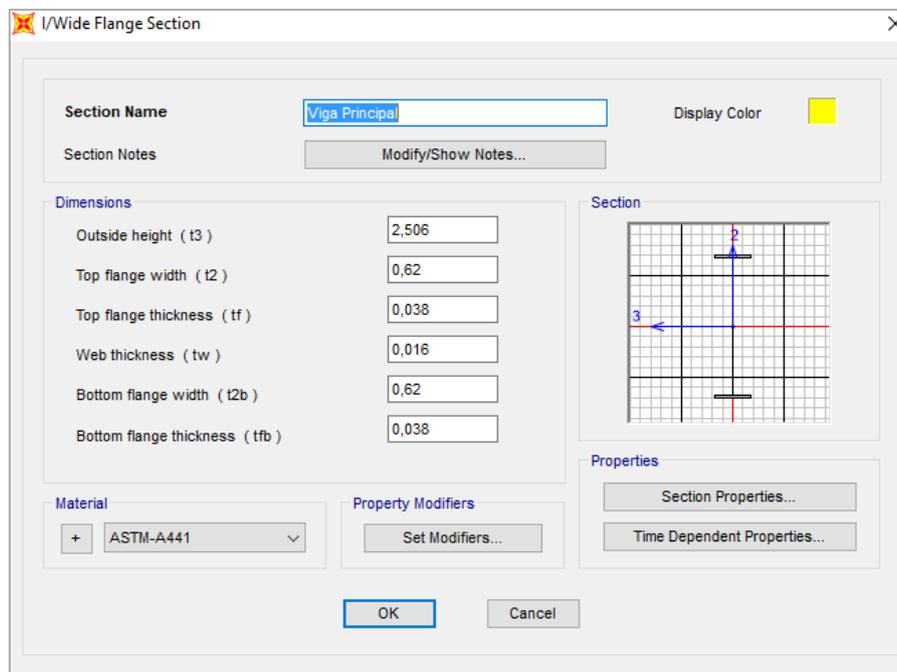


Figura 40 - Propriedades geométricas das longarinas

Uma das limitações do modelo 01 refere-se à dificuldade em se representar adequadamente os contraventamentos previstos em projeto. Tal dificuldade deve-se ao fato das longarinas principais serem representadas por elementos unifilares, não permitindo a aplicação precisa dos contraventamentos.

Partindo-se da orientação dos eixos globais, os apoios adotados, para ambas as extremidades da estrutura, permitem as rotações em todas as três direções, sendo as translações restringidas conforme:

- Apoios 01 – Extremidade à esquerda da estrutura: restrições de translação nas três direções U_1 , U_2 , U_3 ;
- Apoios 02 – Extremidade à direita da estrutura: restrições de translação em duas direções, U_2 , U_3 . A translação em U_1 é permitida.
- Os apoios foram posicionados nas regiões coincidentes às primeiras chapas de enrijecimento das longarinas, conforme ocorre realmente na estrutura;

Uma visualização do conceito dos apoios pode ser verificada na figura 41.

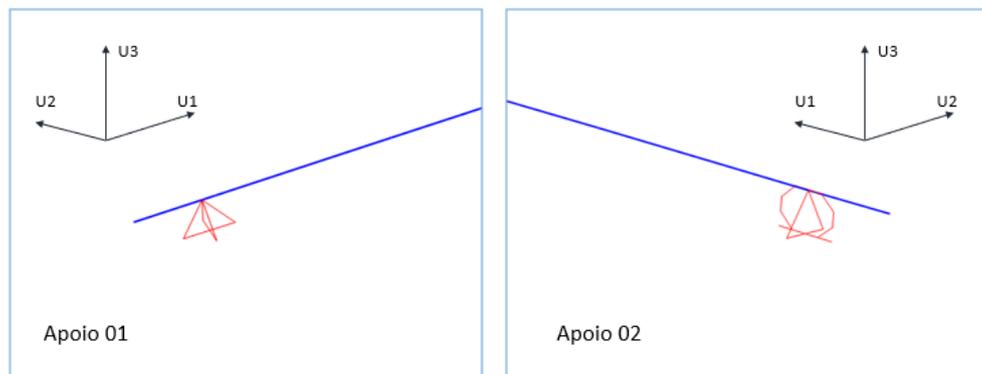


Figura 41 - Apoios no modelo em barras.

6.11 Aplicação da Massa dos Veículos no modelo 01.

De acordo com a Tabela 1, o veículo com maior massa por metro linear observada, foi o Cooper E80+20%, apresentando um total de 18,97ton/m. Uma vez que o modelo 01 trata apenas de uma longarina, a metade da massa linear foi multiplicada pelo comprimento de cada elemento, e seu produto aplicado aos nós da estrutura.

Logo, considerando os 31m de comprimento do vão da estrutura, a massa do Cooper E80+20%, foi aplicada em cada nó conforme apresentado pela Tabela 7.

Tabela 7 – Aplicação nodal da massa por metro do Cooper E80+20%.

Nó	Fonte de Massa	Massa – ton.
1	MSSSRC1	2,18
2	MSSSRC1	2,18
3	MSSSRC1	8,44
5	MSSSRC1	12,53
7	MSSSRC1	14,69
9	MSSSRC1	8,44
11	MSSSRC1	14,69
13	MSSSRC1	12,53
23	MSSSRC1	13,60
24	MSSSRC1	14,69
25	MSSSRC1	14,69
26	MSSSRC1	14,69
27	MSSSRC1	14,69
28	MSSSRC1	14,69
29	MSSSRC1	14,69
30	MSSSRC1	14,69
31	MSSSRC1	13,60
46	MSSSRC1	14,69
48	MSSSRC1	14,69
50	MSSSRC1	14,69
52	MSSSRC1	14,69
53	MSSSRC1	14,69
56	MSSSRC1	14,69
SumAccelUX	MSSSRC1	294,03
SumAccelUY	MSSSRC1	294,03
SumAccelUZ	MSSSRC1	294,03

6.12 Modelo composto por elementos de casca e barra

O Modelo 02 desenvolvido para o vão tipo da ponte buscou um elevado nível de detalhamento estrutural. Neste sentido foram adotados elementos de casca e barras para a construção do modelo. Ao todo foram utilizados 10.911 elementos de casca, com dimensões máximas de 16 cm, 203 elementos de barra e 11.321 nós, conforme mostrado na figura 42:

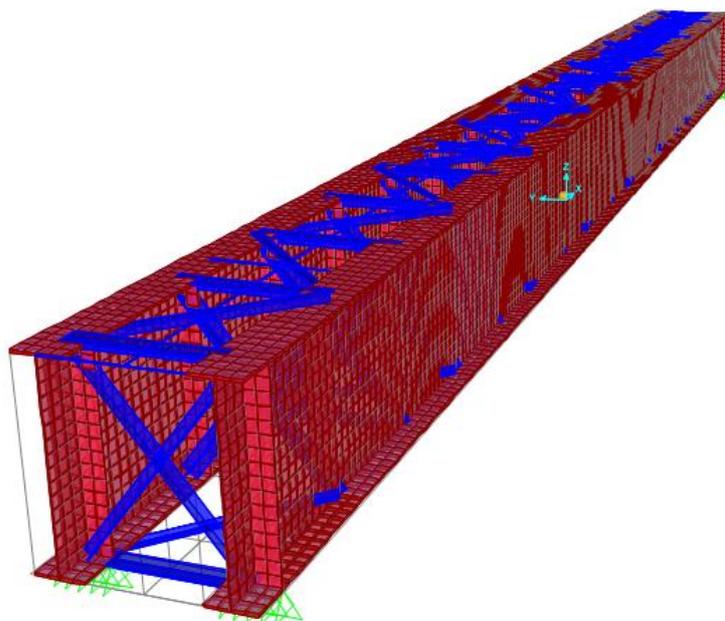


Figura 42 - Modelo composto por elementos de casca e barras.

Devido ao nível elevado de detalhamento do modelo, algumas informações referentes aos elementos serão apresentadas a seguir.

ELEMENTOS DE CASCA:

Conforme o projeto e especificações de chaparia, para este modelo foram previstas três seções para os elementos de casca, conforme segue:

- Elementos de alma das vigas principais: chapas de espessura de 16 mm e aço ASTM-A441;
- Elementos das mesas das vigas principais: chapas de espessura de 38 mm e aço ASTM-A441;
- Elementos dos enrijecedores laterais das almas das vigas principais: chapas de aço de 12 mm e aço ASTM-A441;

Para um melhor entendimento do modelo, serão apresentados em destaque os elementos de casca citados, visualizados nas figuras 43, 44, 45 e 46. Estas figuras não representam a malha utilizada, possuindo único objetivo de representação ilustrativa do modelo:

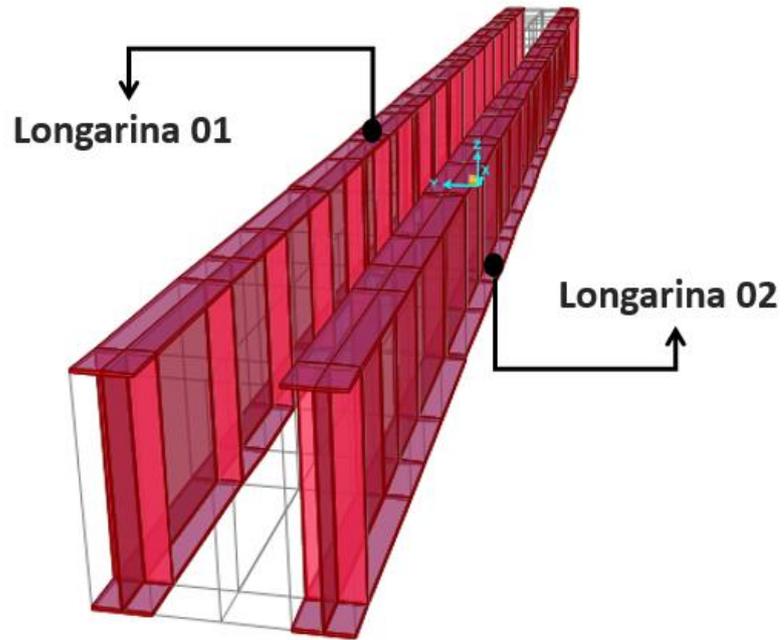


Figura 43 - Visão geral dos elementos de casca

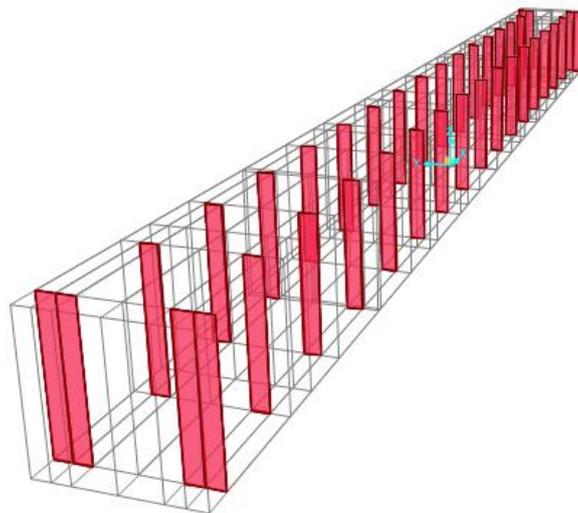


Figura 44 – Enrijecedores laterais.

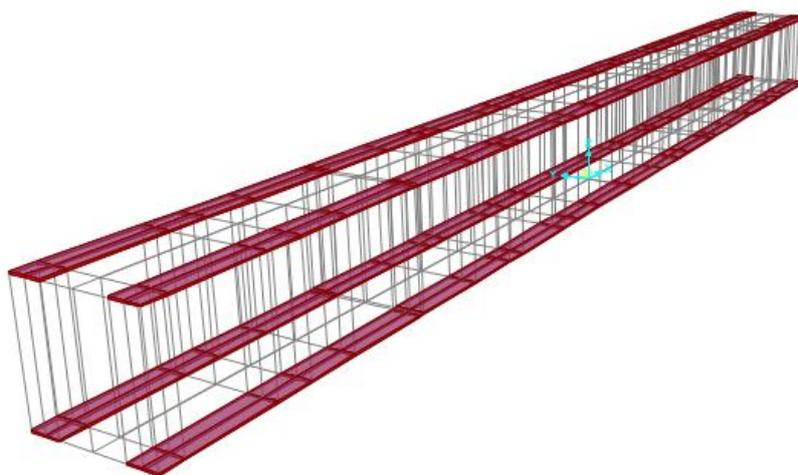


Figura 45 – Mesas superiores e inferiores.

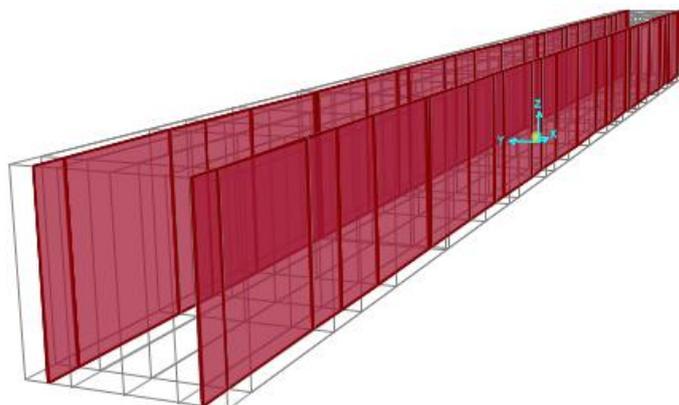


Figura 46 – Alma das longarinas.

ELEMENTOS DE BARRA:

Os elementos de barra utilizados neste modelo constituem unicamente as transversinas e contraventamentos do projeto original, restringindo-se a duas configurações e especificações de perfis metálicos:

- Perfil: ST250x250/32,2 em aço A-36;
- Perfil L125x90x10 em aço A-36.

Para um melhor entendimento do modelo, são apresentados em destaque os elementos de barra citados, visualizados nas figuras 47, 48, 49, 50 e 51. Destaca-se que os elementos de barra não possuem divisões intermediárias em seus comprimentos.

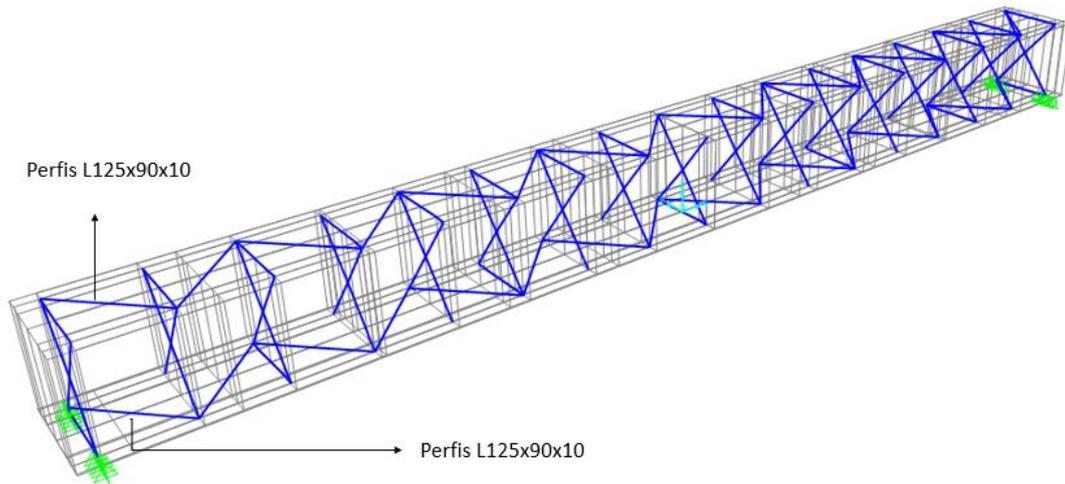


Figura 47 - Vista em 3D dos contraventamentos.

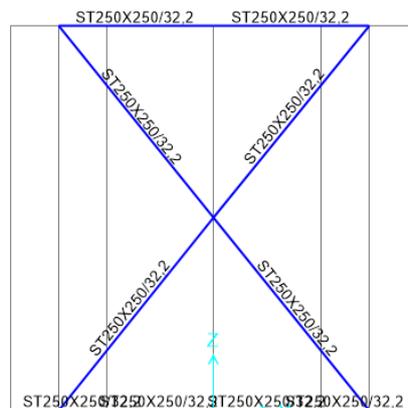


Figura 48 - Vista frontal dos contraventamentos.

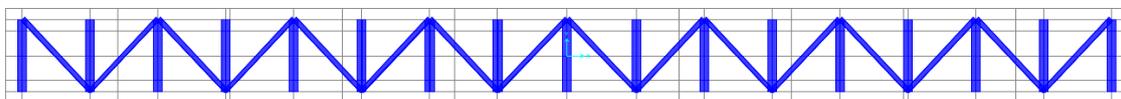


Figura 49 - Vista dos contraventamentos superiores.

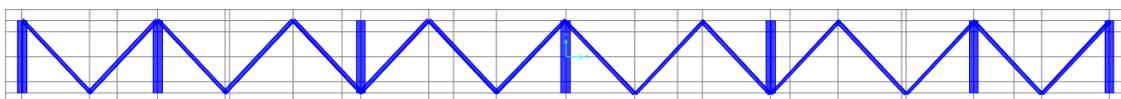


Figura 50 - Vista dos contraventamentos inferiores.

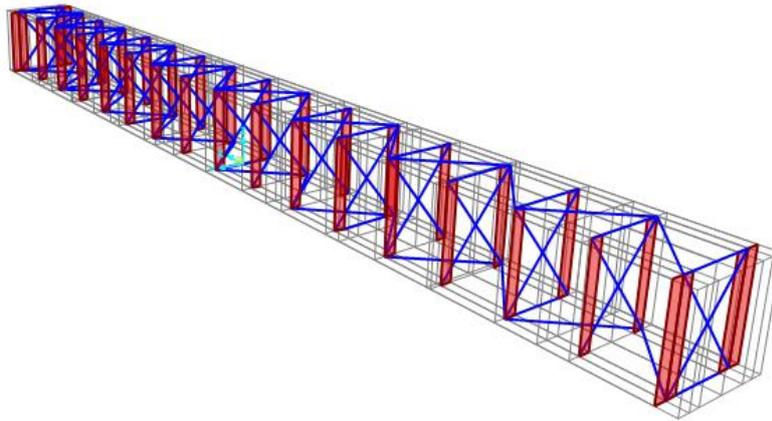


Figura 51 - Enrijecedores e contraventamentos.

ELEMENTOS DE APOIO:

Partindo-se da intenção de se realizar uma comparação entre os modelos ao final do trabalho, as mesmas premissas para os apoios foram adotadas para o modelo de cascas e barras.

Considerando-se os eixos globais, os apoios adotados para ambas as extremidades da estrutura permitem as rotações em todas as três direções, entretanto as translações são restringidas conforme:

- Apoios 01 – Extremidade à esquerda da estrutura: restrições de translação nas três direções U_1 , U_2 , U_3 ;
- Apoios 02 – Extremidade à direita da estrutura: restrições de translação em duas direções, U_2 , U_3 . A translação em U_1 é permitida.
- Os apoios foram posicionados nas regiões coincidentes às primeiras chapas de enrijecimento das longarinas, conforme ocorre realmente na estrutura;
- Foram aplicados cinco elementos de apoio, um para cada nó da região adotada;

Uma visualização da definição dos apoios pode ser vista na figura 52:

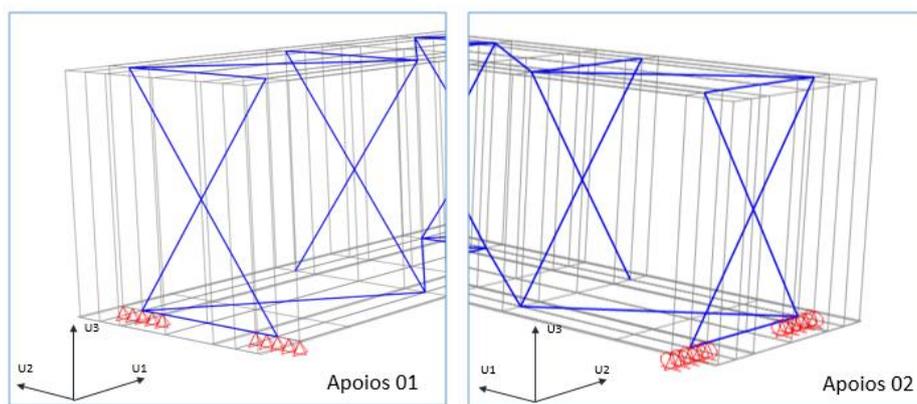


Figura 52 - Apoios no modelo composto por cascas e barras

6.13 Aplicação da Massa dos Veículos no modelo 02.

Conforme a Tabela 1, o veículo com maior massa por metro linear observada, foi o Cooper E80+20%, apresentando um total de 18,97ton/m. Logo para cada longarina, foi considerada uma massa linear de 9,485ton/m. A massa linear foi multiplicada pelo comprimento de cada elemento, e seu produto aplicado aos nós da estrutura, destacados em vermelho na figura 53.

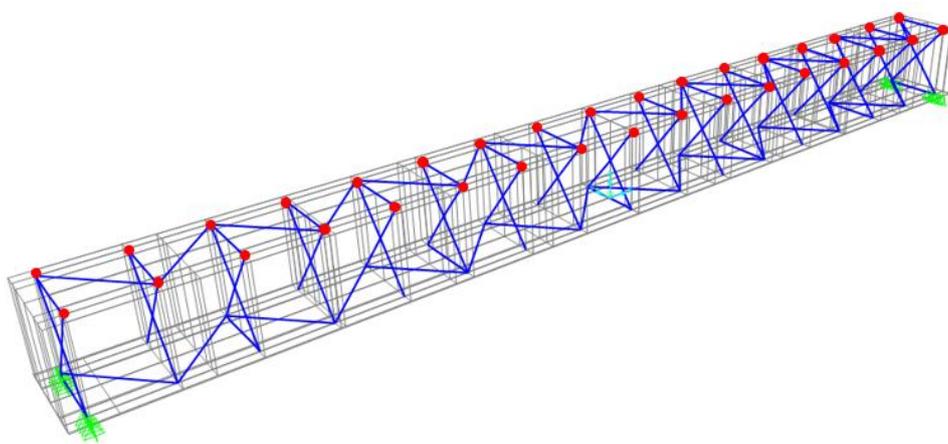


Figura 53 – Localização da aplicação da massa do veículo.

Logo, considerando os 31m de comprimento do vão da estrutura, a massa do Cooper E80+20%, foi aplicada em cada nó conforme apresentado pela Tabela 8.

Tabela 8 – Aplicação nodal da massa por metro do Cooper E80+20%, no modelo 0.

Longarina 01	Fonte de Massa	Massa (ton)	Longarina 02	Fonte de Massa	Massa (ton)
X1	MSSSRC1	13,26	X18	MSSSRC1	13,26
X2	MSSSRC1	17,78	X19	MSSSRC1	17,78
X3	MSSSRC1	17,78	X20	MSSSRC1	17,78
X4	MSSSRC1	17,78	X21	MSSSRC1	17,78
X5	MSSSRC1	17,78	X22	MSSSRC1	17,78
X6	MSSSRC1	17,78	X23	MSSSRC1	17,78
X7	MSSSRC1	17,62	X24	MSSSRC1	17,62
X8	MSSSRC1	17,97	X25	MSSSRC1	17,97
X9	MSSSRC1	18,50	X26	MSSSRC1	18,50
X10	MSSSRC1	17,97	X27	MSSSRC1	17,97
X11	MSSSRC1	17,62	X28	MSSSRC1	17,62
X12	MSSSRC1	17,78	X29	MSSSRC1	17,78
X13	MSSSRC1	17,78	X30	MSSSRC1	17,78
X14	MSSSRC1	17,78	X31	MSSSRC1	17,78
X15	MSSSRC1	17,78	X32	MSSSRC1	17,78
X16	MSSSRC1	17,78	X33	MSSSRC1	17,78
X17	MSSSRC1	13,26	X34	MSSSRC1	13,26
SumAccelU X		294,03	SumAccelU X		294,03
SumAccelU Y		294,03	SumAccelU Y		294,03
SumAccelU Z		294,03	SumAccelU Z		294,03

A localização de cada nó, escolhido para a aplicação da massa do veículo na estrutura, pode ser observada pela figura 54.

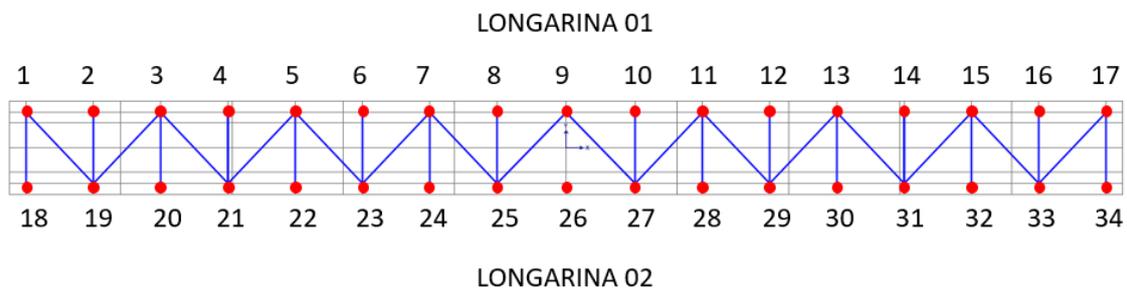


Figura 54 – Nós para aplicação da massa do veículo Cooper E80+20%.

6.14 Visualização fotográfica da estrutura

Com o objetivo de facilitar o entendimento do modelo e da estrutura objeto de estudo são apresentadas nesta seção as figuras de 55 a 58 contendo fotografias realizadas no local da ponte ferroviária.



Figura 55 - Vão tipo da ponte ferroviária da Ilha Guaíba, fotografado em 2012



Figura 56 - Vista inferior do vão tipo da ponte, fotografado em 2012



Figura 57 – Seção interna da ponte ferroviária, fotografado em 2013



Figura 58 – Contraventamentos internos, fotografado em 2012

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados das análises referentes aos dois modelos estruturais do vão tipo da ponte ferroviária estudada. São avaliados os efeitos dinâmicos nas seções de apoio e meio do vão, para momento fletor, força cortante e deslocamentos verticais, para os diferentes casos de carregamento propostos.

Adicionalmente será realizada uma verificação dos coeficientes de amplificação dinâmica e de seus efeitos nas considerações de projeto. Também é verificado neste capítulo, o atendimento às limitações atualmente impostas pela AREMA (2013).

Após as análises citadas, realizar-se-ão comparações entre os modelos estruturais, na intenção de avaliar o grau de variação dos resultados entre eles.

7.1 Resultados do modelo de elementos de barras

Para o modelo avaliado nesta seção, os resultados apresentados restringem-se às regiões de apoio e de meio do vão, para apenas uma longarina principal. Tal consideração foi tomada, devido à simetria estrutural e para objetividade na apresentação dos resultados. Os elementos e casos de carregamento verificados, bem como a numeração dos elementos gerada pelo programa, estão listados na Tabela 9:

Tabela 9 – Verificações modelo com elementos de barra.

Região	Elemento de barra	Nó	Casos de carregamento	Efeito Verificado
Meio do vão	65		Todos tabela 4	Momento fletor
Meio do vão	65		Todos tabela 4	Tensão normal
Meio do vão		27	Todos tabela 4	Deslocamento vertical
Apoio		3	Todos tabela 4	Esforço cortante
Apoio		3	Todos tabela 4	Tensão de cisalhamento

Os esforços e os efeitos verificados na região do meio do vão, especificamente referentes ao elemento de barra 65, foram registrados e obtidos na extremidade do nó 27, do referido elemento. Tal região é apresentada detalhadamente na figura 59.

Os resultados apresentados entre as seções 7.1.1 até 7.1.5 correspondem aos valores devidos aos carregamentos dinâmicos, não sendo considerada a parcela devida ao peso próprio.

Observa-se também, a partir da figura 59, o destaque para os nós 3 e 27, na região de apoio e de meio do vão respectivamente, onde são obtidos os resultados citados na Tabela 9.

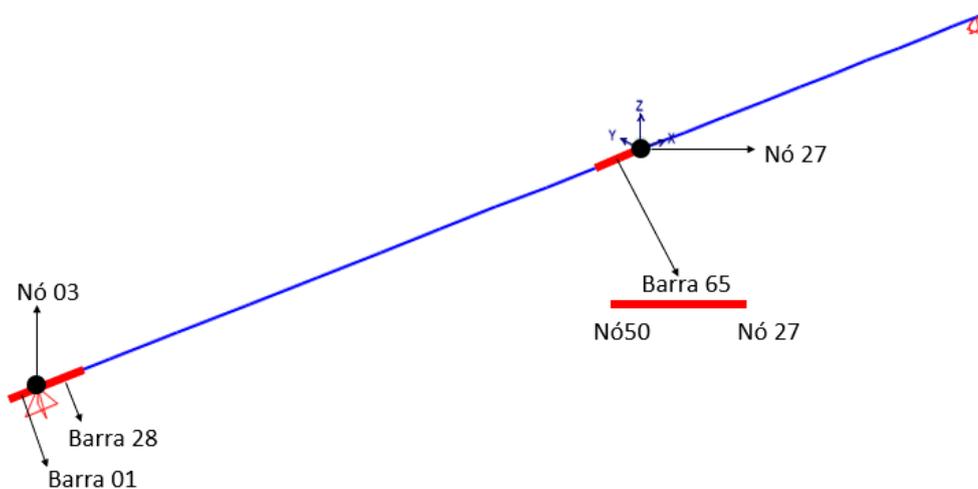


Figura 59 – Regiões verificadas do modelo de elementos de barra.

7.1.1 Momentos fletores no meio do vão

Os valores de momentos fletores, apresentados nesta seção, foram obtidos unicamente para os carregamentos dinâmicos, dos casos de LP01 ao LP20, e serão apresentados em forma de gráficos e tabelas, divididos por tipo de veículo e velocidade.

Os primeiros casos de carregamento a serem apresentados variam do LP01 ao LP05 conforme a Tabela 10.

Tabela 10 - Casos de carregamento para LP's de 1 a 5.

Load Pattern	Veículo	Velocidade km/h	Velocidade m/s
LP01	Cooper 80	15	4,17
LP02	Cooper 80	20	5,6
LP03	Cooper 80	25	6,9
LP04	Cooper 80	30	8,3
LP05	Cooper 80	35	9,7

O primeiro gráfico, apresentando os resultados para os momentos fletores na região B da barra 65, para os casos de carregamento da tabela, está na figura 60. A defasagem entre as linhas de cada série provém das diferentes velocidades adotadas para o veículo Cooper E80.

É interessante notar que para as cinco velocidades avaliadas, não foram obtidas variações significativas para os valores de momentos fletores.

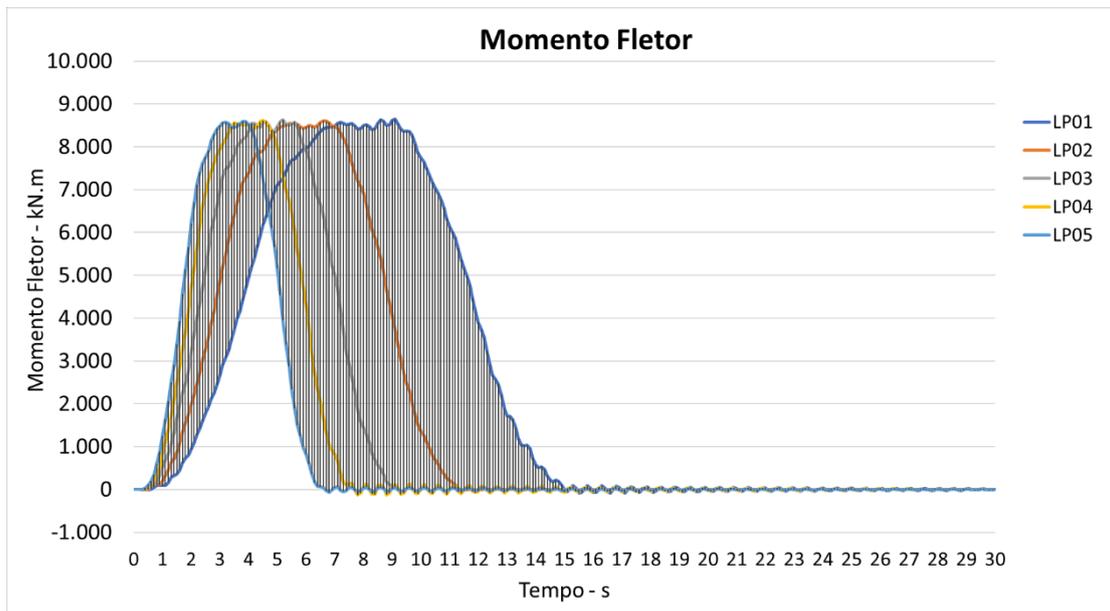


Figura 60 - Momentos fletores no meio do vão - LP01 ao LP05.

De qualquer modo, optou-se por avaliar qual seria a velocidade com maior nível de esforços para a estrutura. Esta informação pode ser visualizada na figura 61.

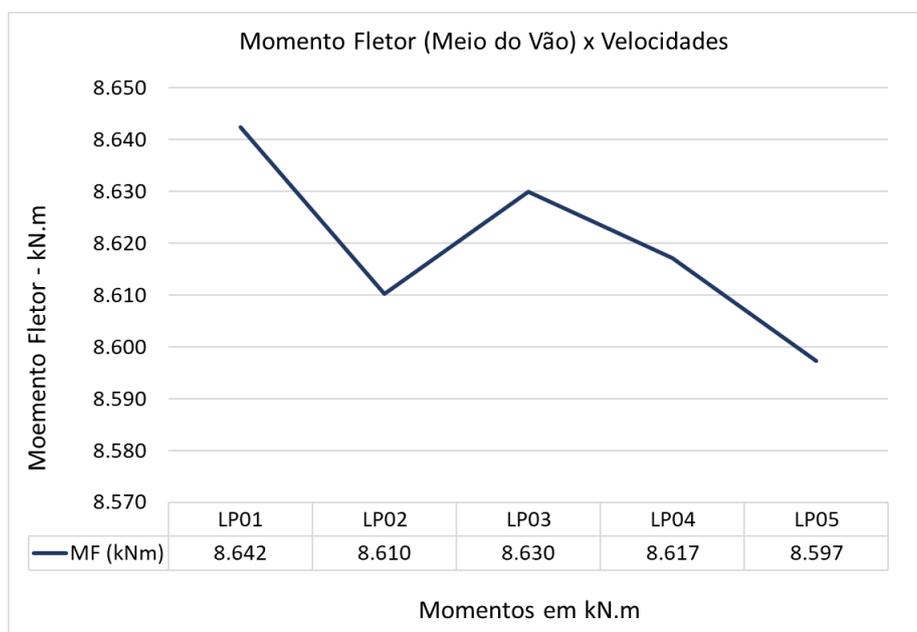


Figura 61 - Variação de Momentos x Caso de Carregamento – LP01 ao LP05.

Pela figura 61, verifica-se que a velocidade que impõe maior esforço estrutural para o vão tipo da ponte ocorre para o LP01, que corresponde a uma velocidade de 15 km/h.

Para esta velocidade, o momento fletor máximo obtido foi de 8.642 kNm. Destaca-se ainda que a variação máxima entre os valores não superou 1%.

Em continuidade à apresentação dos resultados, os próximos casos de carregamento a serem verificados constam na Tabela 11.

Tabela 11 - Casos de carregamento para LP's de 6 a 10.

Load Pattern	Veículo	Velocidade km/h	Velocidade m/s
LP06	Cooper 80+20%	15	4,17
LP07	Cooper 80+20%	20	5,6
LP08	Cooper 80+20%	25	6,9
LP09	Cooper 80+20%	30	8,3
LP10	Cooper 80+20%	35	9,7

Os resultados obtidos para os momentos fletores no meio do vão para os casos da Tabela 11, podem ser observados na figura 62.

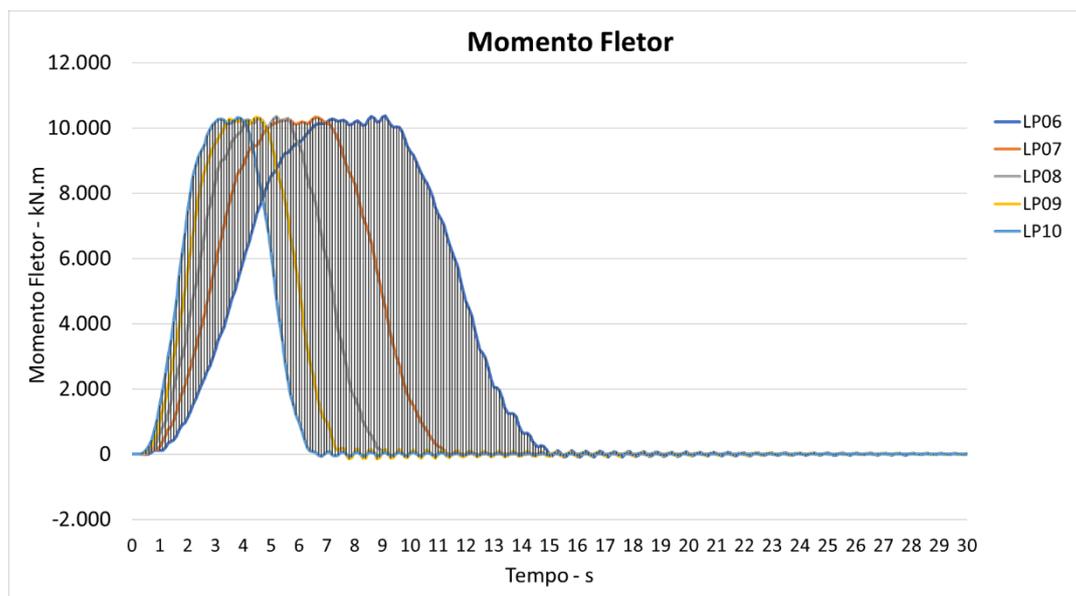


Figura 62 - Momentos fletores no meio do vão - LP06 ao LP10.

Os gráficos da figura 62 mostram os valores de momentos fletores devidos ao carregamento dinâmico, obtidos para o trem tipo Cooper E80 com um acréscimo de 20% em seu módulo. Em comparação aos resultados obtidos para o trem tipo Cooper E80, os momentos para este novo carregamento resultaram em esforços também 20% superiores.

A mesma comparação entre os momentos máximos, para as diferentes velocidades aplicadas, foi também realizada para o trem tipo Cooper E80+20%, e pode ser verificada pelo gráfico da figura 63.

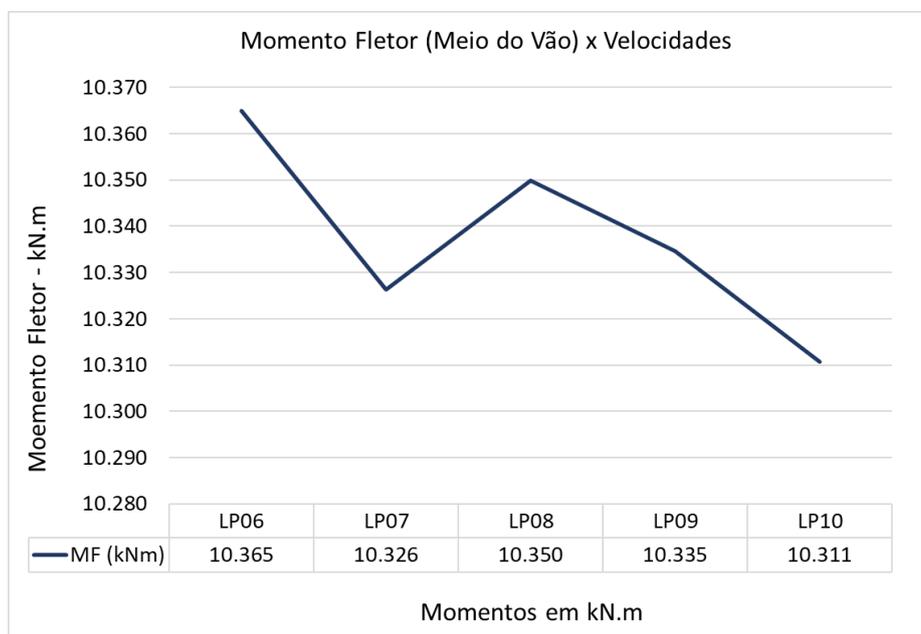


Figura 63 - Variação de Momentos x Caso de Carregamento – LP06 ao LP10.

Para os casos de carregamento representados na figura 63, o maior valor de momento fletor obtido foi de 10.365 kNm, para o caso de carregamento LP06 com velocidade de 15 km/h, com variações não superiores a 1% entre os máximos valores obtidos.

Os próximos resultados correspondem aos carregamentos dos veículos que atualmente trafegam sobre o vão tipo da ponte ferroviária. A Tabela 12 apresenta estes casos de carregamento, bem como as velocidades para cada caso, para as composições formadas pelos vagões GDT e pelas locomotivas Dash-9.

Tabela 12 - Casos de carregamento para LP's de 11 a 15.

Load Pattern	Veículo	Velocidade km/h	Velocidade m/s
LP11	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	15	4,17
LP12	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	20	5,6
LP13	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	25	6,9
LP14	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	30	8,3
LP15	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	35	9,7

Por possuir um comprimento total de 88,69m, o veículo que compõe os casos de carregamento de LP11 ao LP15 tomará maior tempo para completar sua atuação na estrutura. O mesmo fato será também observado adiante para os casos de carregamento de LP16 ao LP20, onde os veículos também possuem o comprimento de 88,69m.

Os momentos fletores devidos ao carregamento dinâmico, para os casos de carregamento LP11 ao LP15, obtidos na seção do meio do vão, podem ser verificados nos gráficos da figura 64:

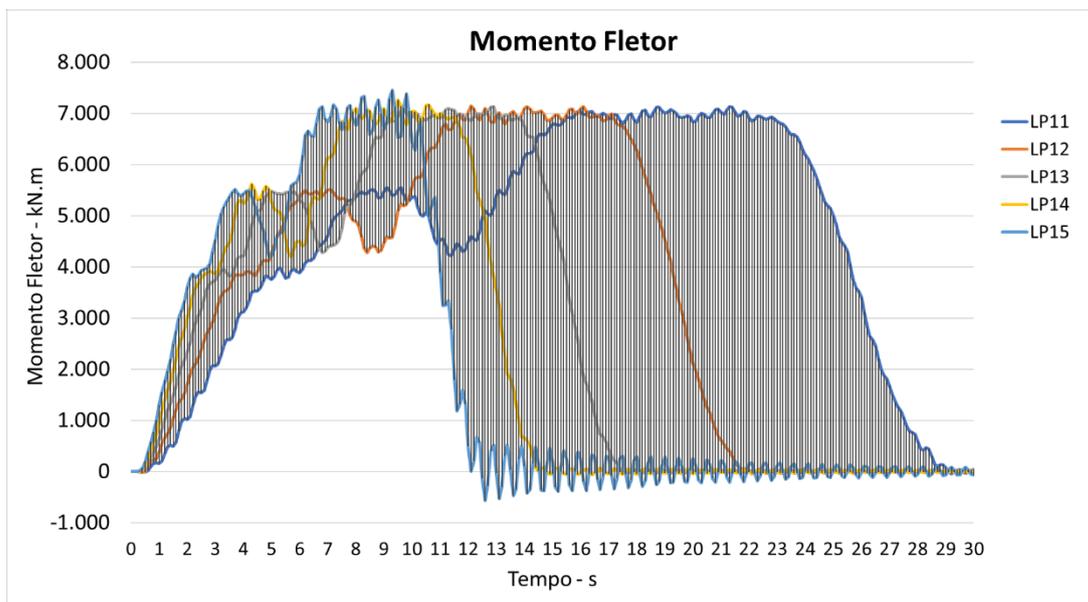


Figura 64 - Momentos fletores no meio do vão - LP11 ao LP15.

Nota-se que os valores máximos obtidos para os modelos de veículo com vagões GDT, apresentam momentos fletores 40% inferiores se comparados ao novo trem tipo de projeto, Cooper E80+20%. Tal diferença é facilmente justificada pelo menor módulo das cargas verticais presentes nos veículos reais se comparadas com as cargas verticais dos trens tipo de projeto.

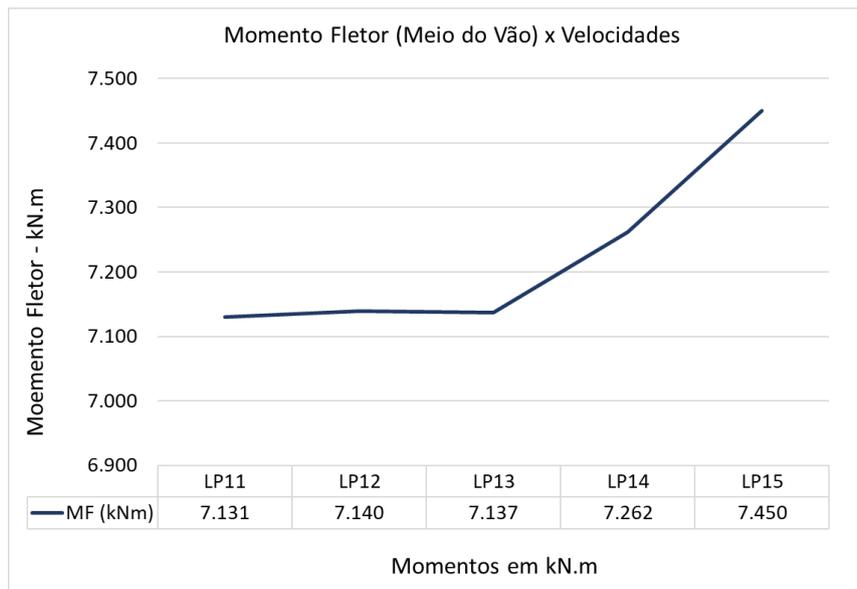


Figura 65 - Variação de Momentos x caso de carregamento – LP11 ao LP15.

De acordo com o gráfico da figura 65, para os casos de carregamento de LP11 ao LP15, o maior esforço de momento experimentado pela estrutura do vão tipo ocorreu para a velocidade de 35 km/h. O módulo máximo observado foi de 7.450 kNm, neste caso, a variação percentual observada foi de 4,5%.

Os momentos fletores para os últimos cinco casos de carregamento dinâmico estão apresentados na Tabela 13, correspondendo ao trânsito dos veículos com vagões possuindo maior capacidade de carga, ou seja, vagões com capacidade de transporte de 140 toneladas de minério de ferro (GDU's), e estão apresentados na figura 66.

Tabela 13 - Casos de carregamento para LP's de 16 a 20.

Load Pattern	Veículo	Velocidade km/h	Velocidade m/s
LP16	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	15	4,17
LP17	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	20	5,6
LP18	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	25	6,9
LP19	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	30	8,3
LP20	2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	35	9,7

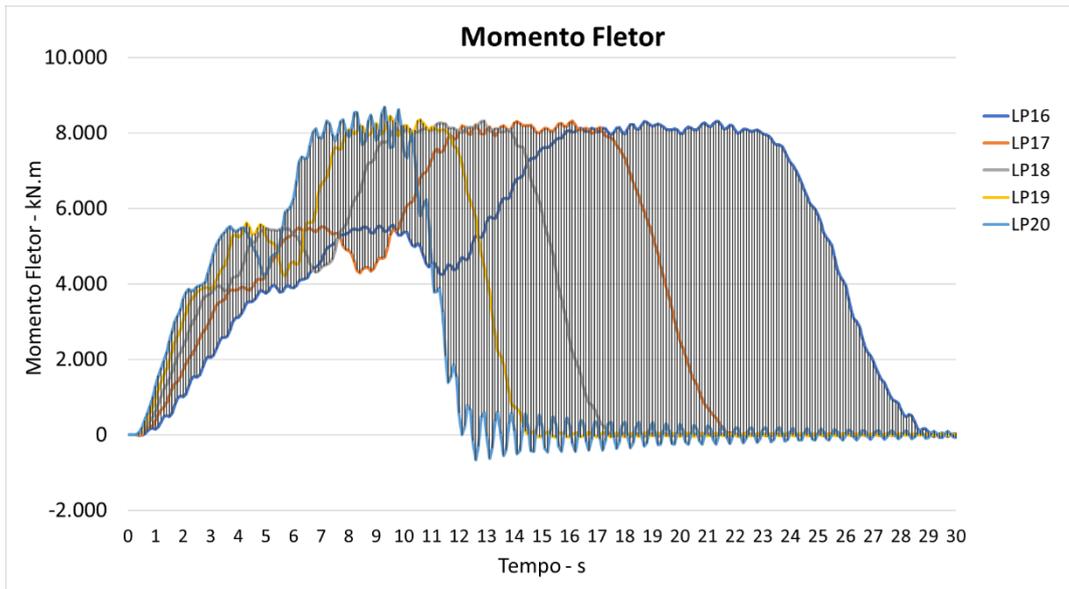


Figura 66 – Momentos fletores no meio do vão - LP16 ao LP20

Na sequência, o gráfico da figura 67, apresenta a comparação entre os valores máximos de momentos fletores devidos aos diferentes casos de carregamento (LP16 ao LP20). Conforme pode ser notado, para a composição contendo os vagões GDU's, a velocidade de 35 km/h gerou maiores esforços de momento fletor, com módulo máximo de 8.690 kNm. A variação entre os módulos de momento fletor foi na ordem de 4,5%.

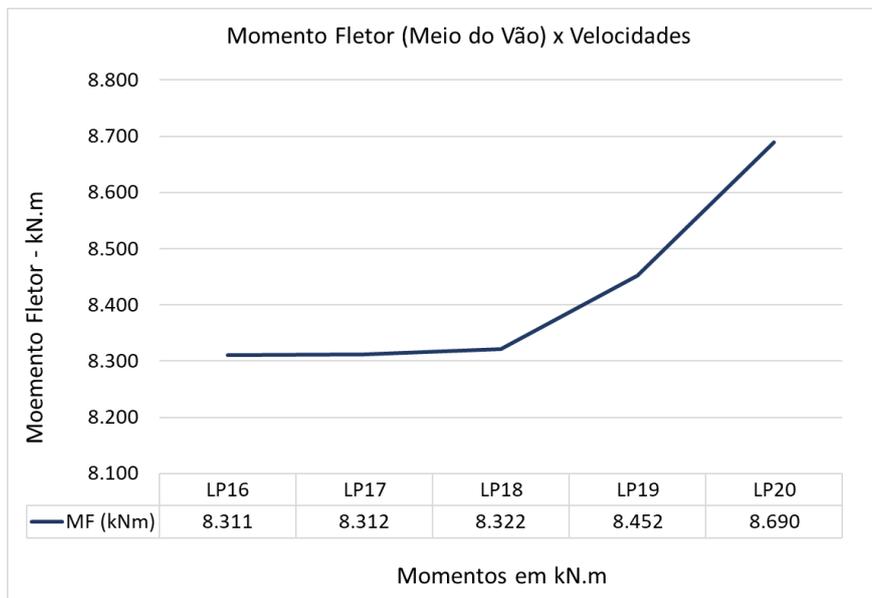


Figura 67 - Variação de Momentos x casos de carregamento – LP16 ao LP20

A Tabela 14 apresenta, de forma resumida, os valores máximos para os momentos no meio do vão, devidos à passagem do carregamento dinâmico.

Tabela 14 – Máximos momentos fletores na seção do meio do vão

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades Km/h	Momentos Máximos kN.m
Cooper E80	LP01	15	8.642
	LP02	20	8.610
	LP03	25	8.630
	LP04	30	8.617
	LP05	35	8.597
Cooper E80+20%	LP06	15	10.365
	LP07	20	10.326
	LP08	25	10.350
	LP09	30	10.335
	LP10	35	10.311
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	7.131
	LP12	20	7.140
	LP13	25	7.137
	LP14	30	7.262
	LP15	35	7.450
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	8.311
	LP17	20	8.312
	LP18	25	8.322
	LP19	30	8.452
	LP20	35	8.690

7.1.2 Tensões normais na seção do meio do vão

Nesta seção são apresentados os valores das tensões normais máximas, obtidas na seção do meio do vão tipo da ponte ferroviária, em suas fibras superiores e inferiores. São utilizadas as mesmas premissas para verificação dos resultados definidos na seção 7.1.1 desta pesquisa, ou seja, os resultados pertencem ao elemento de barra 65, nas proximidades do nó 27.

Apresentam-se os gráficos para as tensões normais máximas nas fibras inferiores da longarina principal nas figuras 68, 69, 70 e 71. Cada gráfico corresponde a cinco casos de carregamento, sendo cada conjunto relacionado a um modelo de veículo. Os valores possuem unidades de kN/m^2 e a duração de cada caso de carregamento corresponde ao modelo de veículo e à velocidade de passagem sobre o vão.

Finalmente, após a apresentação dos gráficos de tensões nas fibras inferiores, será apresentada uma tabela com os máximos valores de tensões obtidos nas fibras inferiores e superiores da seção do meio do vão.

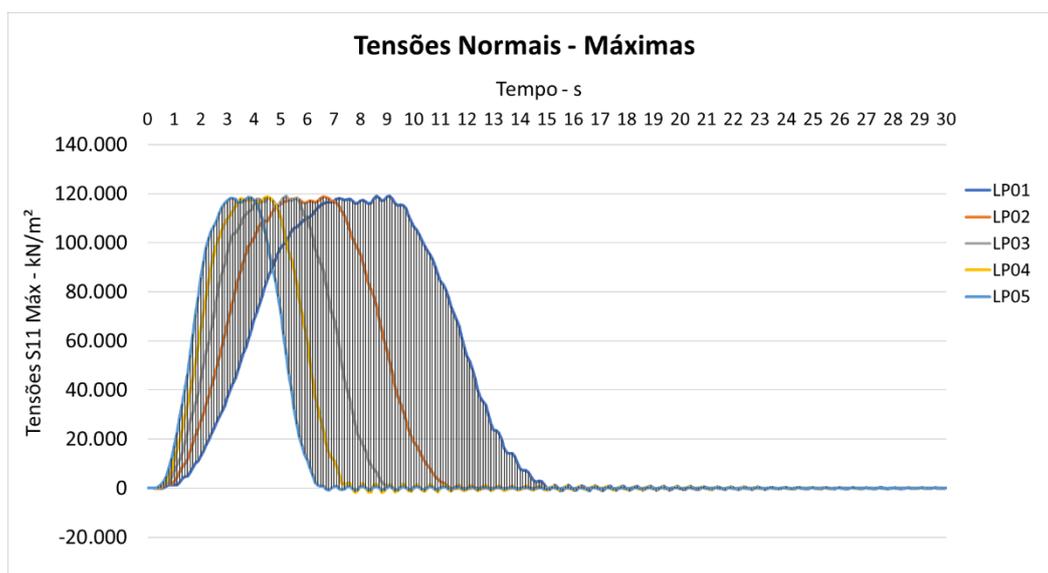


Figura 68 - Tensões normais de tração no meio do vão, fibras inferiores – LP01 ao LP05.

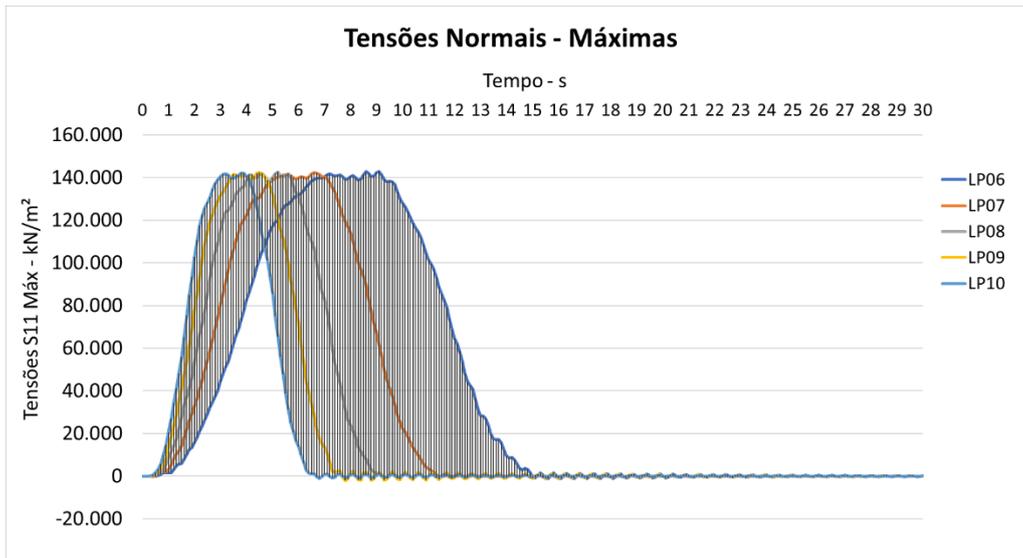


Figura 69 - Tensões normais de tração no meio do vão, fibras inferiores – LP06 ao LP10.

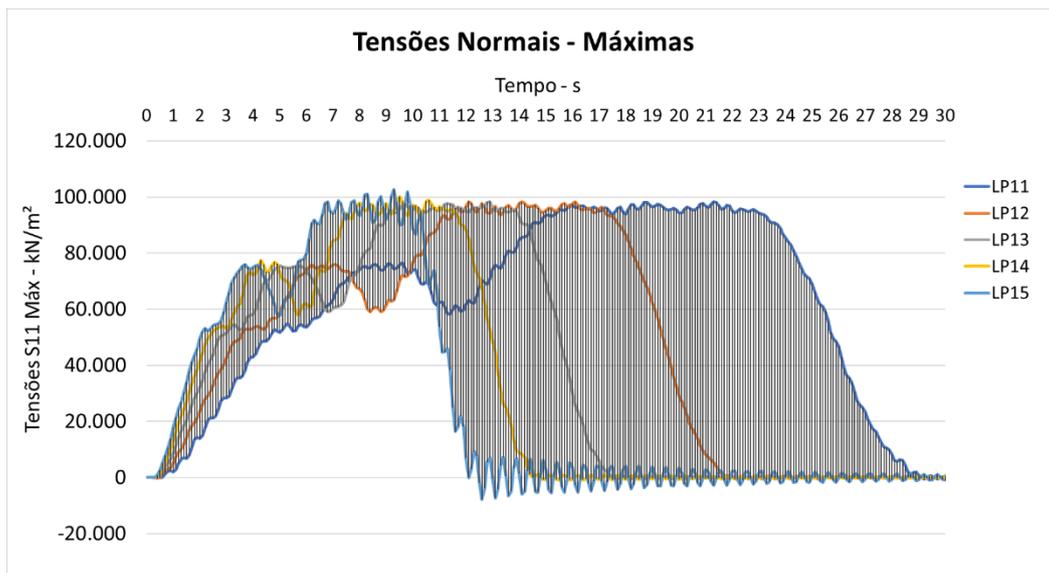


Figura 70 - Tensões normais de tração no meio do vão, fibras inferiores - LP11 ao LP15.

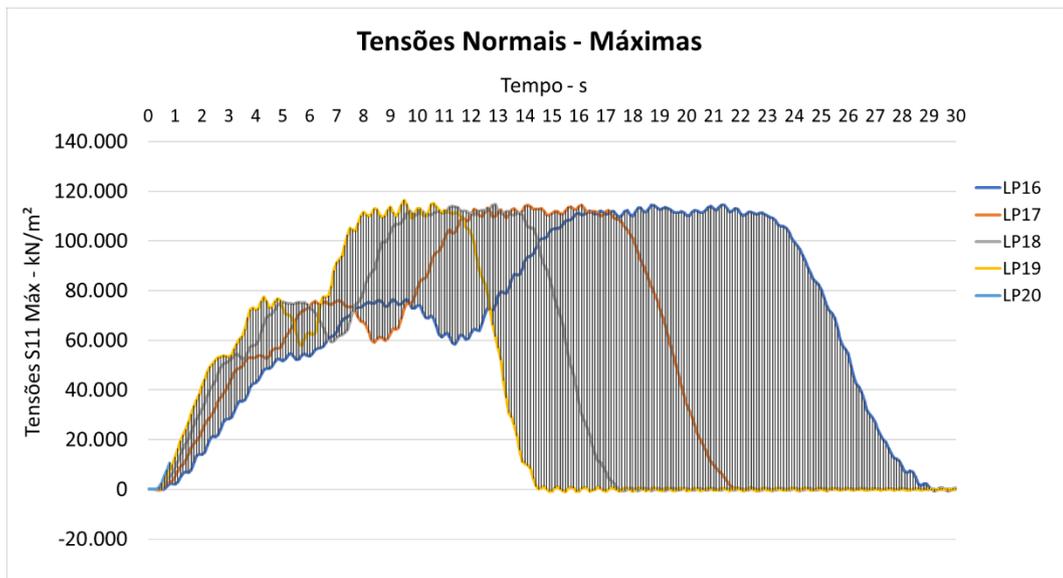


Figura 71 - Tensões normais de tração no meio do vão fibras inferiores - LP16 ao LP20.

Os valores observados nos resultados referem-se às máximas tensões normais de tração, experimentadas pelas fibras inferiores da seção média do vão, em cada instante de tempo.

A Tabela 15 apresenta de forma resumida os valores máximos das tensões normais experimentadas na seção do meio do vão, para uma das longarinas principais, tanto para as fibras inferiores quanto para as fibras superiores, dadas em MPa.

Tabela 15 - Tensões máximas na seção do meio do vão.

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades Km/h	σ Normais MPa (Fibras inferiores)	σ Normais MPa (Fibras superiores)
Cooper E80	LP01	15	119,14	-119,14
	LP02	20	118,70	-118,70
	LP03	25	118,97	-118,97
	LP04	30	118,80	-118,80
	LP05	35	118,52	-118,52
Cooper E80+20%	LP06	15	142,89	-142,89
	LP07	20	142,36	-142,36
	LP08	25	142,68	-142,68
	LP09	30	142,47	-142,47
	LP10	35	142,14	-142,14
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	98,30	-98,30
	LP12	20	98,43	-98,43
	LP13	25	98,39	-98,39
	LP14	30	100,12	-100,12
	LP15	35	102,71	-102,71
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	114,57	-114,57
	LP17	20	114,58	-114,58
	LP18	25	114,72	-114,72
	LP19	30	116,51	-116,51
	LP20	35	119,79	-119,79

7.1.3 Deslocamentos verticais na seção do meio do vão

Os deslocamentos devidos ao carregamento dinâmico, excluindo-se os efeitos de carga permanente, foram computados no nó 27, localizado na seção do meio do vão tipo da ponte, como mostrado na figura 59. Os resultados podem ser vistos nas figuras 72, 73, 74 e 75.

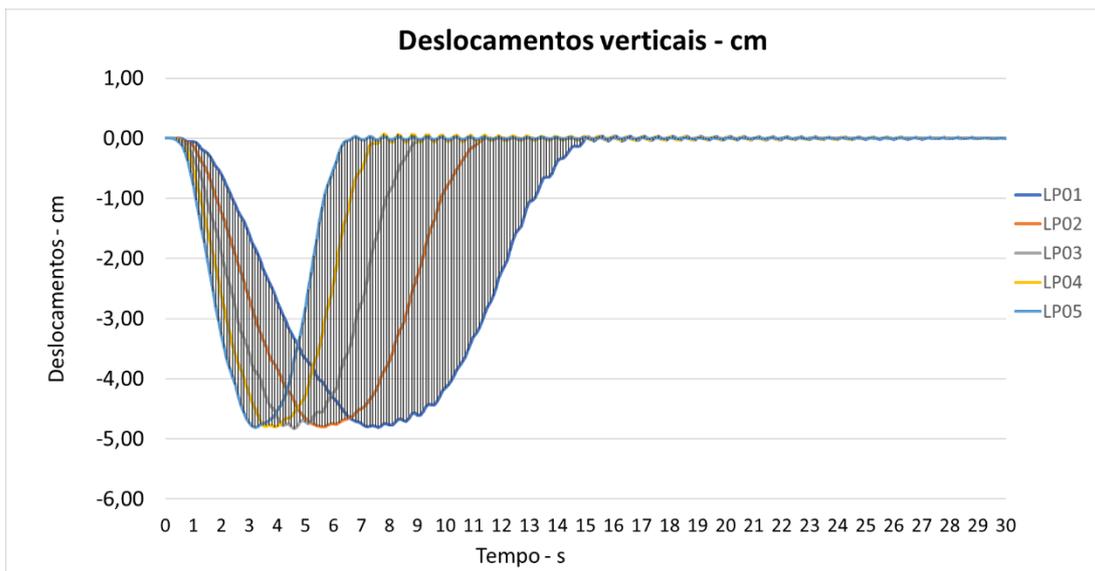


Figura 72 – Deslocamentos verticais no meio do vão – LP01 ao LP05.

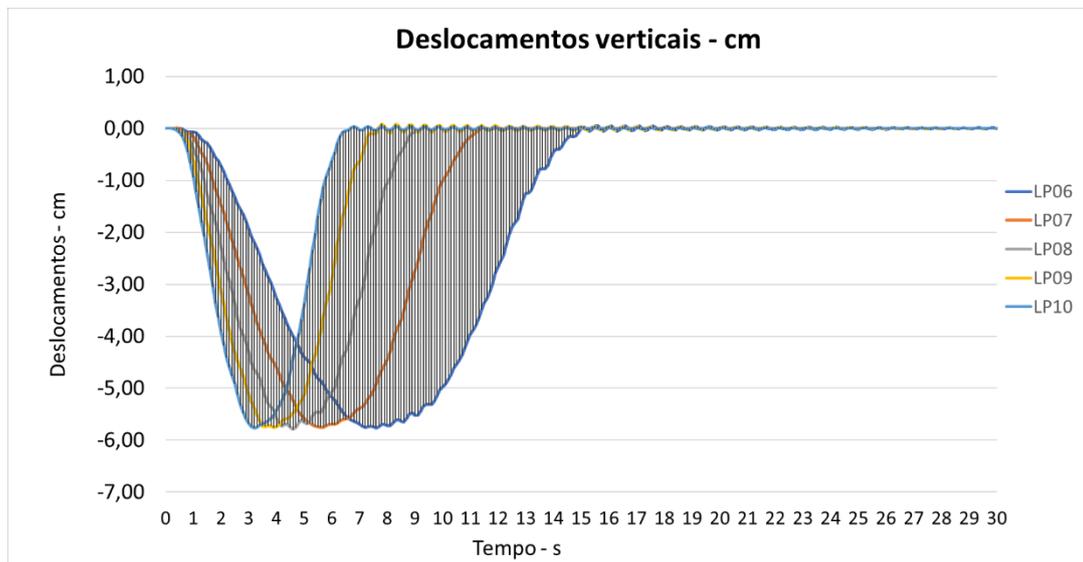


Figura 73 - Deslocamentos no meio do vão – LP06 ao LP10.

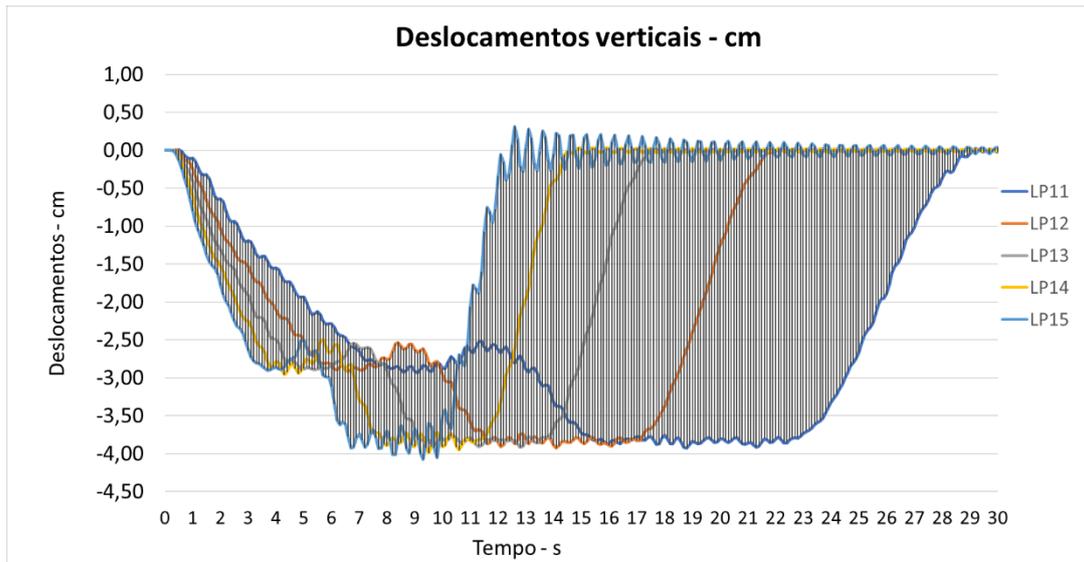


Figura 74 - Deslocamentos no meio do vão - LP11 ao LP15

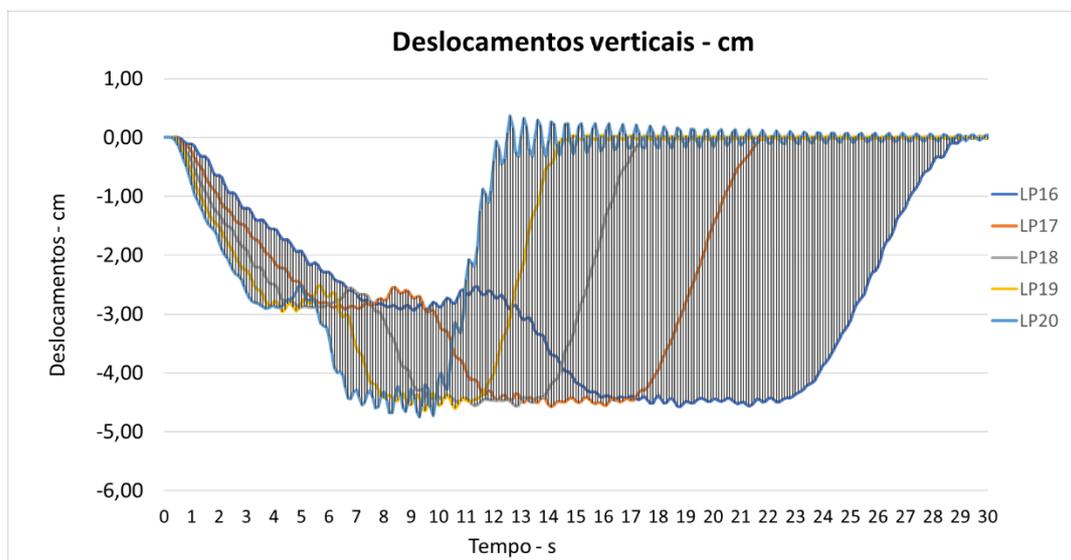


Figura 75 - Deslocamentos no meio do vão - LP16 ao LP20

A Tabela 16 apresenta os valores máximos dos deslocamentos verticais, no meio do vão da ponte. Destaca-se que os valores obtidos para os casos de carregamento experimentados atualmente pela ponte (LP16 ao LP20), são ainda hoje inferiores aos valores obtidos para o trem tipo de projeto, da década de 70 (LP01 ao LP05).

Tabela 16 - Deslocamentos verticais máximos na seção do meio do vão.

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades Km/h	Deslocamentos verticais máximos - cm
Cooper E80	LP01	15	-4,81
	LP02	20	-4,80
	LP03	25	-4,83
	LP04	30	-4,80
	LP05	35	-4,81
Cooper E80+20%	LP06	15	-5,76
	LP07	20	-5,75
	LP08	25	-5,80
	LP09	30	-5,76
	LP10	35	-5,77
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	-3,92
	LP12	20	-3,93
	LP13	25	-3,92
	LP14	30	-3,99
	LP15	35	-4,08
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	-4,57
	LP17	20	-4,58
	LP18	25	-4,57
	LP19	30	-4,65
	LP20	35	-4,75

7.1.4 Esforços cortantes na região do apoio

Nesta seção serão apresentados os resultados observados para os esforços cortantes nas regiões dos apoios da estrutura. Por simetria estrutural, serão apresentados apenas os valores obtidos para os elementos de barra 1 e 28 nas proximidades do nó 3, conforme mostrado na figura 76.

Os gráficos contendo os resultados podem ser observados nas figuras 77, 78, 79 e 80, contendo cada, um conjunto de cinco casos de carregamento.

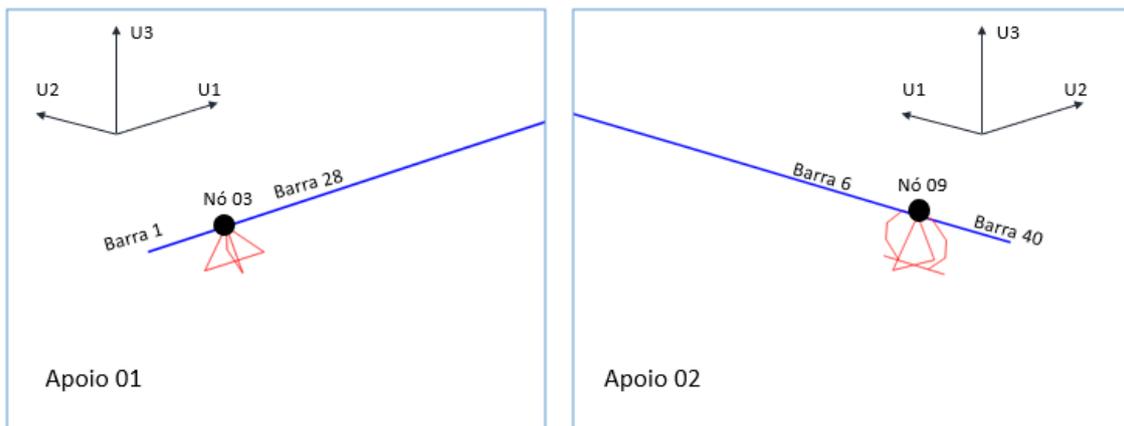


Figura 76 – Identificação dos elementos das regiões de apoio.

Dessa maneira, apresentam-se os gráficos para os esforços cortantes, no elemento de barra 28, na região do nó 03.

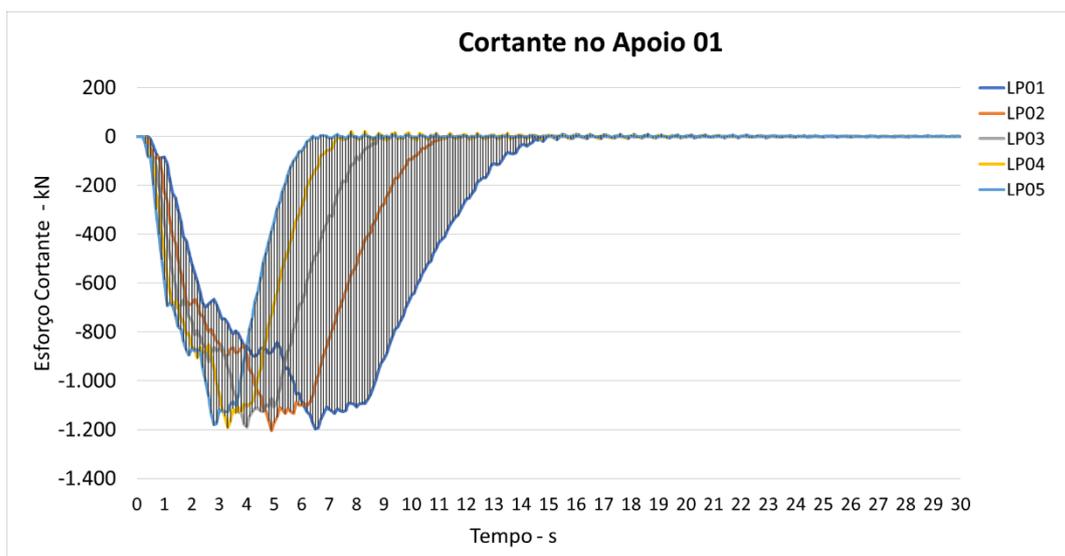


Figura 77 - Esforços cortantes no apoio 01 - LP01 ao LP05.

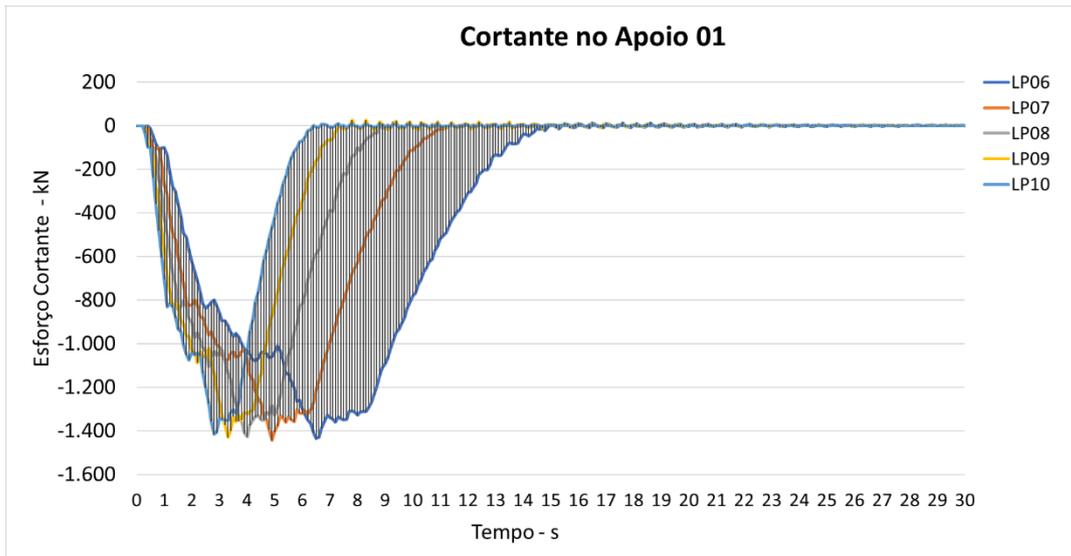


Figura 78 - Esforços cortantes no apoio 01 - LP06 ao LP10.

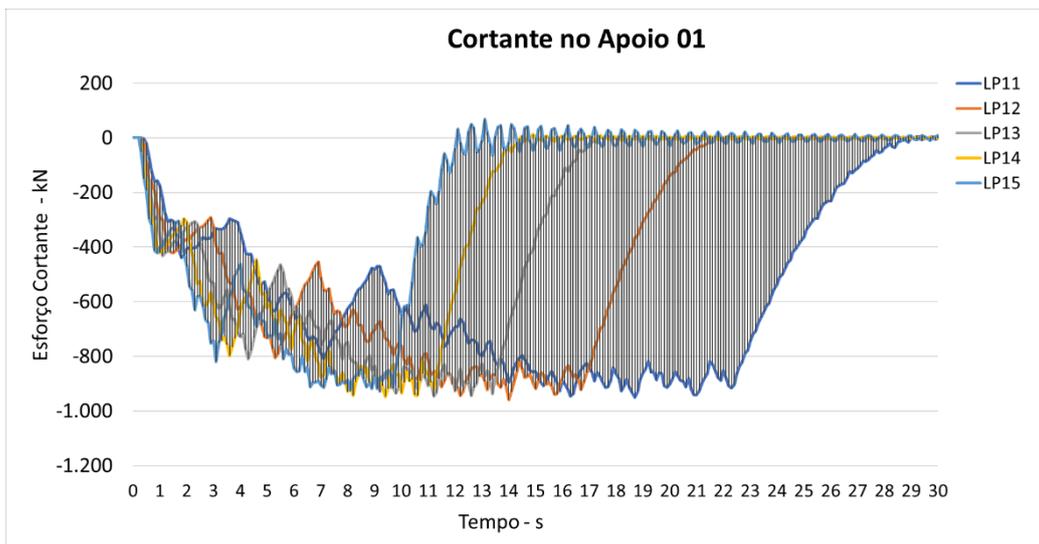


Figura 79 - Esforços cortantes no apoio 01 - LP11 ao LP15.

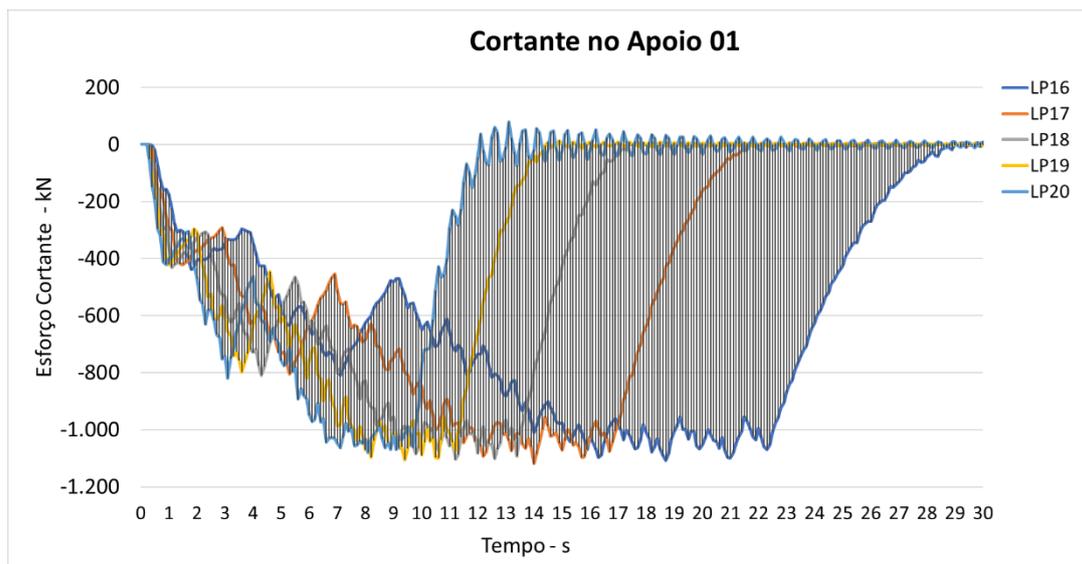


Figura 80 - Esforços cortantes no apoio 01 - LP16 ao LP20.

A Tabela 17 apresenta o resumo de valores máximos para os esforços cortantes.

Tabela 17 - Esforços cortantes máximos por caso de carregamento.

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades Km/h	Cortantes Máximos KN
Cooper E80	LP01	15	-1.197,86
	LP02	20	-1.204,79
	LP03	25	-1.190,13
	LP04	30	-1.193,19
	LP05	35	-1.181,62
Cooper E80+20%	LP06	15	-1.436,40
	LP07	20	-1.444,71
	LP08	25	-1.427,12
	LP09	30	-1.430,81
	LP10	35	-1.416,94
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	-949,80
	LP12	20	-959,44
	LP13	25	-946,95
	LP14	30	-947,79
	LP15	35	-925,16
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	-1.107,22
	LP17	20	-1.119,32
	LP18	25	-1.104,56
	LP19	30	-1.104,94
	LP20	35	-1.080,18

7.1.5 Tensões de cisalhamento na região do apoio

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos para as tensões de cisalhamento na região do apoio 1, nas proximidades do nó 3 da estrutura. Os gráficos contendo os resultados são apresentados nas figuras 81, 82, 83 e 84, contendo cada, um conjunto de cinco casos de carregamento.

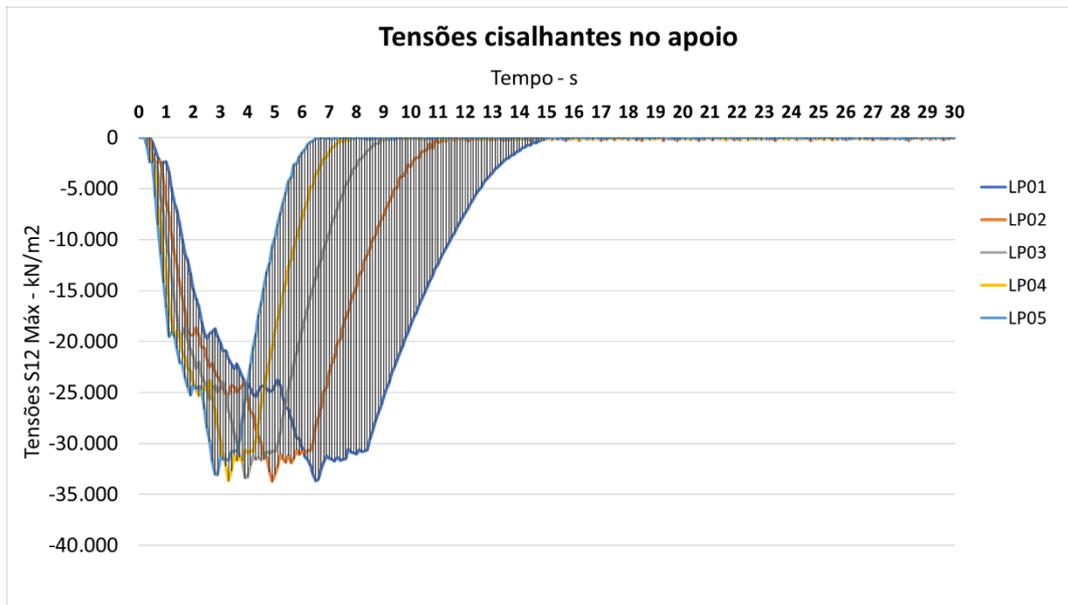


Figura 81 - Tensões de cisalhamento no apoio - LP01 ao LP05.

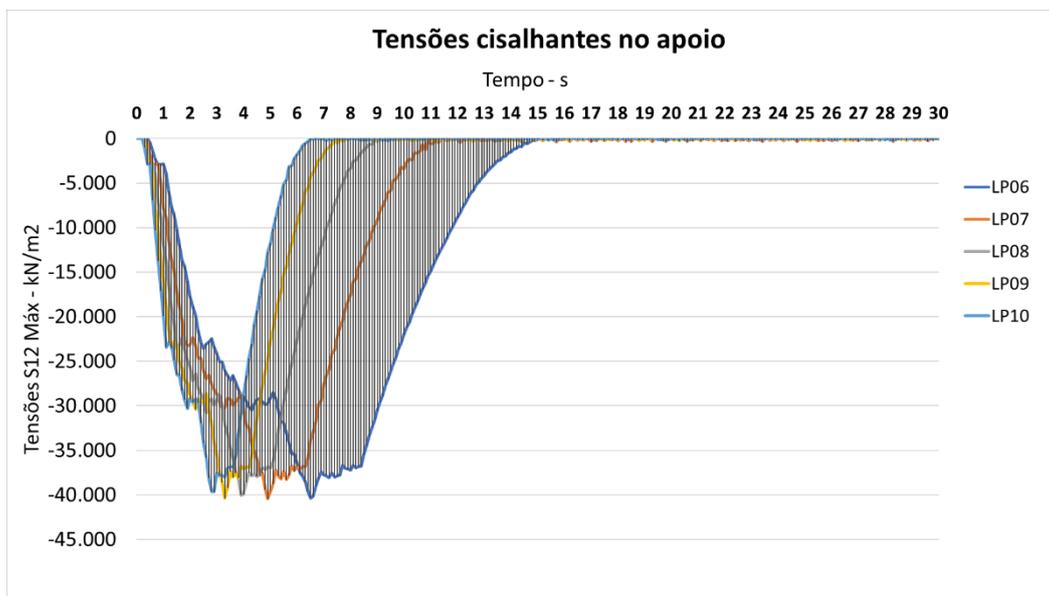


Figura 82 - Tensões de cisalhamento no apoio - LP06 ao LP10

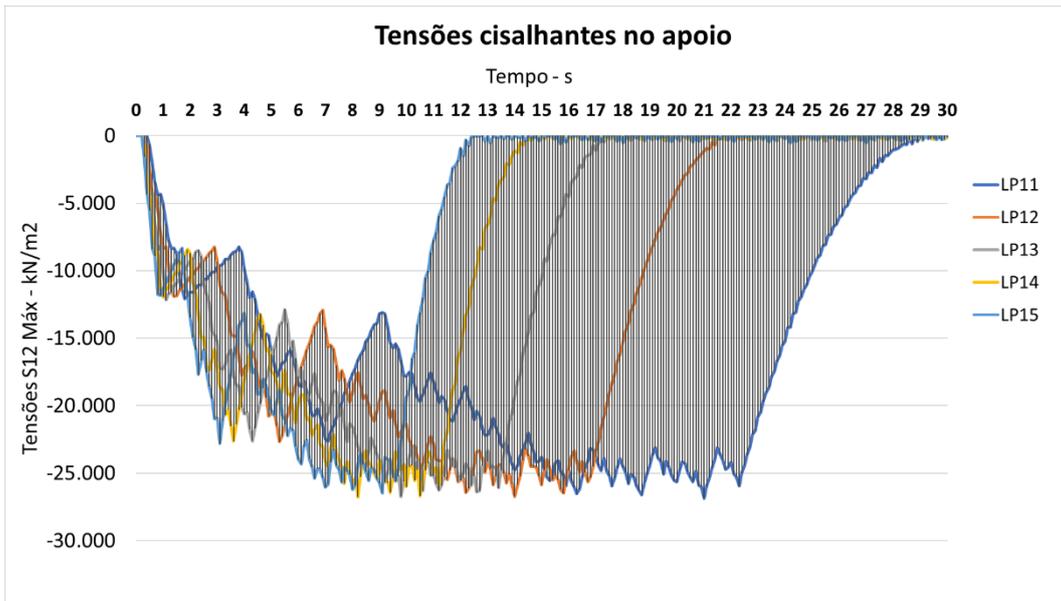


Figura 83 - Tensões de cisalhamento no apoio - LP11 ao LP15.

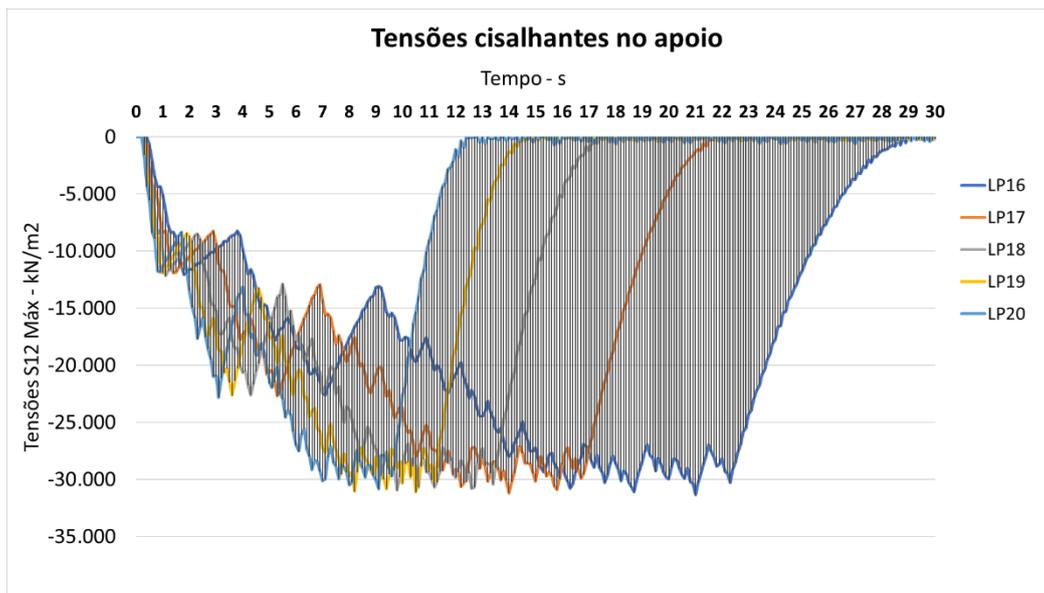


Figura 84 - Tensões de cisalhamento no apoio - LP16 ao LP20.

A Tabela 18 apresenta os valores máximos para as tensões de cisalhamento na região do apoio (nó 3). Os resultados estão apresentados em MPa.

Tabela 18 - Máximas tensões de cisalhamento por tipo de carregamento

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades Km/h	Tensões de cisalhamento máximas (MPa)
Cooper E80	LP01	15	-33,68
	LP02	20	-33,87
	LP03	25	-33,46
	LP04	30	-33,54
	LP05	35	-33,22
Cooper E80+20%	LP06	15	-40,38
	LP07	20	-40,62
	LP08	25	-40,12
	LP09	30	-40,22
	LP10	35	-39,83
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	-26,70
	LP12	20	-26,97
	LP13	25	-26,62
	LP14	30	-26,65
	LP15	35	-26,01
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	-31,13
	LP17	20	-31,47
	LP18	25	-31,05
	LP19	30	-31,06
	LP20	35	-30,37

7.1.6 Efeitos finais carregamento permanente e dinâmico

Nesta seção serão apresentados os resultados para as respostas dinâmicas da estrutura do vão tipo da ponte ferroviária, somadas às respostas dos carregamentos permanentes isto é, das cargas provenientes do peso próprio estrutural, dormentes e partes não estruturais.

A Tabela 19 apresenta os resultados obtidos para as cargas permanentes, conforme apresentado no capítulo 6 desta pesquisa. Os valores de tensões no meio do vão correspondem às fibras inferiores.

Tabela 19 – Efeitos finais das cargas permanentes

Loadcase	Seção do meio do vão - Valores máximos			Seção do Apoio - Valores máximos	
	Momentos (kN.m)	σ Normais (MPa)	Deslocamentos (cm)	Cortantes (kN)	Tensões Cisalhantes (MPa)
DEAD X 1,90	1.421,18	19,59	-0,78	-189,16	-5,32

Partindo-se da premissa do comportamento linear da estrutura, o princípio da superposição de efeitos pode ser considerado. Dessa forma, para os diferentes casos de carregamento dinâmico, propostos neste estudo, somados aos efeitos do carregamento permanente, observam-se os efeitos finais, para o modelo 01, conforme a Tabela 20.

Tabela 20 – Esforços e tensões finais após superposição de efeitos

Tipo de Veículo	Loadcase	Seção meio do vão - Valores máximos			Seção do Apoio - Valores máximos	
		Momentos (kN.m)	σ Normais (Mpa)	Deslocamentos (cm)	Cortantes (kN)	Tensões Cisalhantes (Mpa)
Cooper E80	LP01	10.063,67	138,73	-5,59	-1.387,02	-39,00
	LP02	10.031,49	138,29	-5,58	-1.393,95	-39,19
	LP03	10.051,18	138,56	-5,62	-1.379,29	-38,78
	LP04	10.038,42	138,39	-5,58	-1.382,35	-38,86
	LP05	10.018,45	138,11	-5,59	-1.370,78	-38,54
Cooper E80+20%	LP06	11.786,04	162,48	-6,55	-1.625,56	-45,70
	LP07	11.747,46	161,95	-6,54	-1.633,87	-45,94
	LP08	11.771,07	162,27	-6,58	-1.616,28	-45,44
	LP09	11.755,78	162,06	-6,54	-1.619,97	-45,54
	LP10	11.731,86	161,73	-6,55	-1.606,10	-45,15
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	8.551,87	117,89	-4,71	-1.138,96	-32,02
	LP12	8.560,98	118,02	-4,71	-1.148,60	-32,29
	LP13	8.558,09	117,98	-4,70	-1.136,11	-31,94
	LP14	8.683,54	119,71	-4,78	-1.136,95	-31,97
	LP15	8.871,63	122,30	-4,86	-1.114,32	-31,33
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	9.732,12	134,16	-5,36	-1.296,38	-36,45
	LP17	9.732,74	134,17	-5,36	-1.308,48	-36,79
	LP18	9.742,94	134,31	-5,35	-1.293,72	-36,37
	LP19	9.872,81	136,10	-5,43	-1.294,10	-36,38
	LP20	10.110,72	139,38	-5,54	-1.269,34	-35,69

7.1.7 Respostas estáticas devido ao carregamento móvel.

As máximas respostas estáticas foram obtidas através do método das linhas de influência, onde através de uma envoltória, o veículo é posicionado na região mais desfavorável, ou seja, a região em que o veículo leva a estrutura aos maiores esforços.

Desta maneira os resultados estáticos, obtidos para o carregamento dos veículos, somados aos resultados obtidos pelo carregamento permanente é dado pela Tabela 21.

Tabela 21 – Resultados estáticos no meio do vão

Tipo de Veículo	Load Case	Seção do meio do vão	
		Momentos Máximos (kN.m)	Deslocamentos máximos (cm)
Cooper E80	ML Cooper E80	9.946,45	-5,57
Cooper E80+20%	ML Cooper E80+20	11.645,64	-6,53
2 Loc.+ 5 Vagões GDT	ML GDT	8.463,23	-4,67
2 Loc. + 5 Vagões GDU	ML GDU	9.636,91	-5,32

7.2 Resultados – casos de alta velocidade

Também foi avaliado o comportamento da estrutura, para quatro casos de alta velocidade. Embora, estas velocidades estejam muito acima da permitida pela via, sua verificação foi realizada para fins teóricos.

Os valores dos esforços foram observados nas mesmas seções propostas no item 7.1 deste texto.

7.2.1 Momentos fletores - casos de carregamento de alta velocidade

A Tabela 22 apresenta os resultados observados para os momentos fletores na seção do meio do vão.

Tabela 22 – Momentos fletores – Casos de carregamento de alta velocidade.

Caso de Carregamento	Velocidade - km/h	Momento - kN.m
COOPER 80 - 50KM/H	50	8.619
COOPER 80 - 100KM/H	100	9.109
COOPER 80 - 150KM/H	150	8.976
COOPER 80 - 200KM/H	200	10.402
COOPER 80 +20% - 50KM/H	50	10.336
COOPER 80 +20% - 100KM/H	100	10.923
COOPER 80 +20% - 150KM/H	150	10.765
COOPER 80 +20% - 200KM/H	200	12.476
2LOC + 5GDT - 50KM/H	50	7.224
2LOC + 5GDT - 100KM/H	100	7.303
2LOC + 5GDT - 150KM/H	150	7.693
2LOC + 5GDT - 200KM/H	200	8.535
2LOC + 5GDU - 50KM/H	50	8.410
2LOC + 5GDU - 100KM/H	100	8.451
2LOC + 5GDU - 150KM/H	150	8.888
2LOC + 5GDU - 200KM/H	200	9.938

A figura 85 apresenta a evolução dos momentos fletores todas as velocidades estudadas neste trabalho. Observa-se um aumento de até 20% nos momentos fletores, para todos os tipos de veículos, quando da aplicação das velocidades extremas.

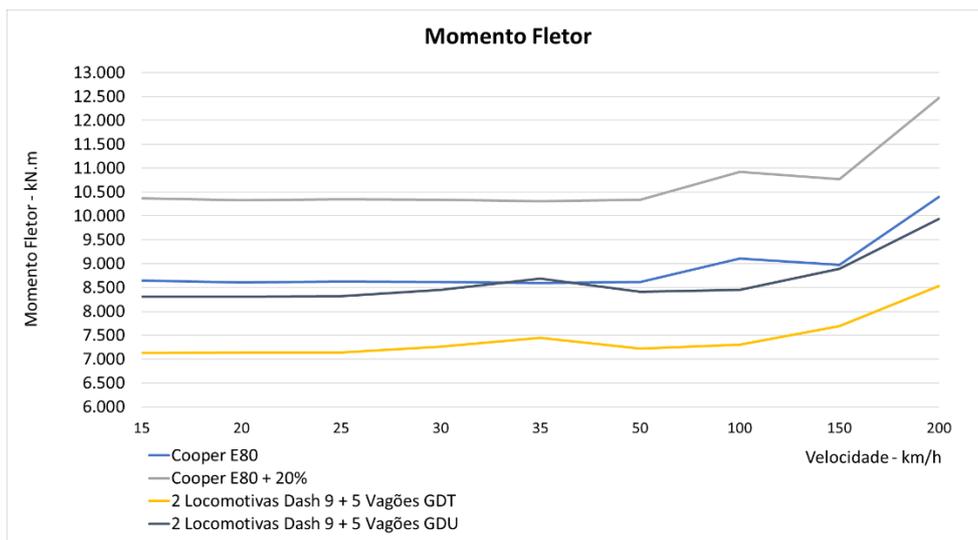


Figura 85 – Evolução dos momentos fletores para todas as velocidades.

7.2.2 Deslocamentos Verticais - casos de carregamento de alta velocidade

Conforme a Tabela 23, pode-se observar os valores obtidos para os deslocamentos verticais, na seção do meio do vão, para as máximas velocidades aplicadas no modelo da estrutura em análise.

Tabela 23 – Máx. deslocamentos verticais – Casos de carregamento de alta velocidade

Caso de Carregamento	Velocidade - km/h	Desloc. - cm
COOPER 80 - 50KM/H	50	-4,80
COOPER 80 - 100KM/H	100	-5,10
COOPER 80 - 150KM/H	150	-4,87
COOPER 80 - 200KM/H	200	-5,76
COOPER 80 +20% - 50KM/H	50	-5,75
COOPER 80 +20% - 100KM/H	100	-6,11
COOPER 80 +20% - 150KM/H	150	-5,84
COOPER 80 +20% - 200KM/H	200	-6,90
2LOC + 5GDT - 50KM/H	50	-3,98
2LOC + 5GDT - 100KM/H	100	-4,04
2LOC + 5GDT - 150KM/H	150	-4,23
2LOC + 5GDT - 200KM/H	200	-4,65
2LOC + 5GDU - 50KM/H	50	-4,63
2LOC + 5GDU - 100KM/H	100	-4,67
2LOC + 5GDU - 150KM/H	150	-4,88
2LOC + 5GDU - 200KM/H	200	9.938

A figura 86 apresenta o gráfico com os valores dos máximos deslocamentos verticais para todos os tipos de veículos, submetidos a todas as velocidades.

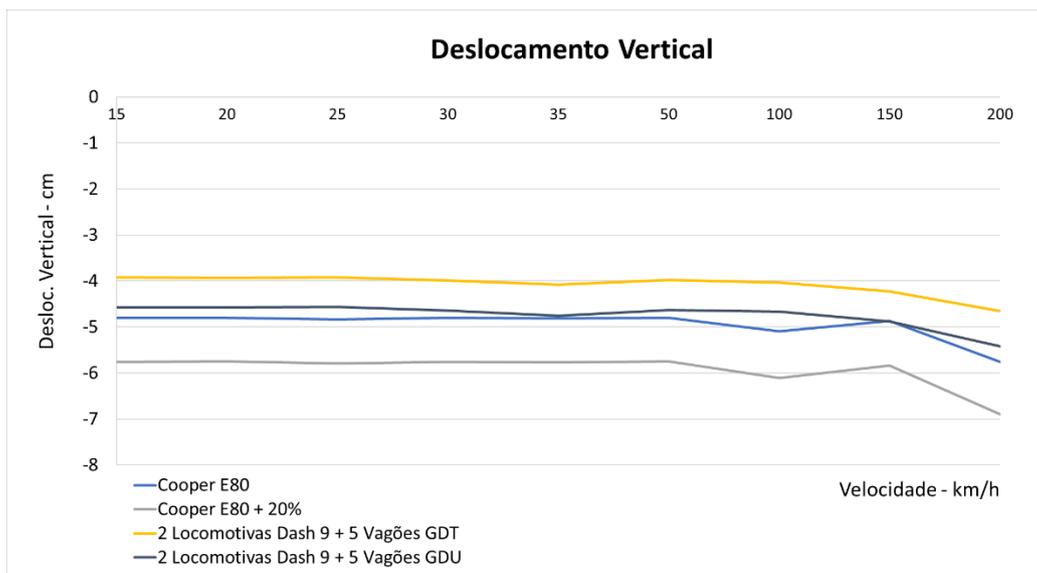


Figura 86 - Evolução dos deslocamentos verticais para todas as velocidades.

7.2.3 Esforço Cortante - casos de carregamento de alta velocidade

A Tabela 24 apresenta os valores observados para os máximos esforços cortantes observados na região do apoio 01 do vão tipo da estrutura em análise.

Tabela 24 – Esforço Cortante – Casos de carregamento de alta velocidade

Caso de Carregamento	Velocidade - km/h	Esf. Cortante - kN
COOPER 80 - 50KM/H	50	-1.197
COOPER 80 - 100KM/H	100	-1.169
COOPER 80 - 150KM/H	150	-1.185
COOPER 80 - 200KM/H	200	-1.341
COOPER 80 +20% - 50KM/H	50	-1.436
COOPER 80 +20% - 100KM/H	100	-1.401
COOPER 80 +20% - 150KM/H	150	-1.421
COOPER 80 +20% - 200KM/H	200	-1.608
2LOC + 5GDT - 50KM/H	50	-963
2LOC + 5GDT - 100KM/H	100	-922
2LOC + 5GDT - 150KM/H	150	-988
2LOC + 5GDT - 200KM/H	200	-1.041
2LOC + 5GDU - 50KM/H	50	-1.119
2LOC + 5GDU - 100KM/H	100	-1.073
2LOC + 5GDU - 150KM/H	150	-1.146
2LOC + 5GDU - 200KM/H	200	-1.215

Para o caso dos esforços cortantes, observou-se também uma variação de até 20% de acréscimo em seus valores, para o caso das velocidades extremas. A figura 87 apresenta o gráfico contendo a variação para todas as velocidades.

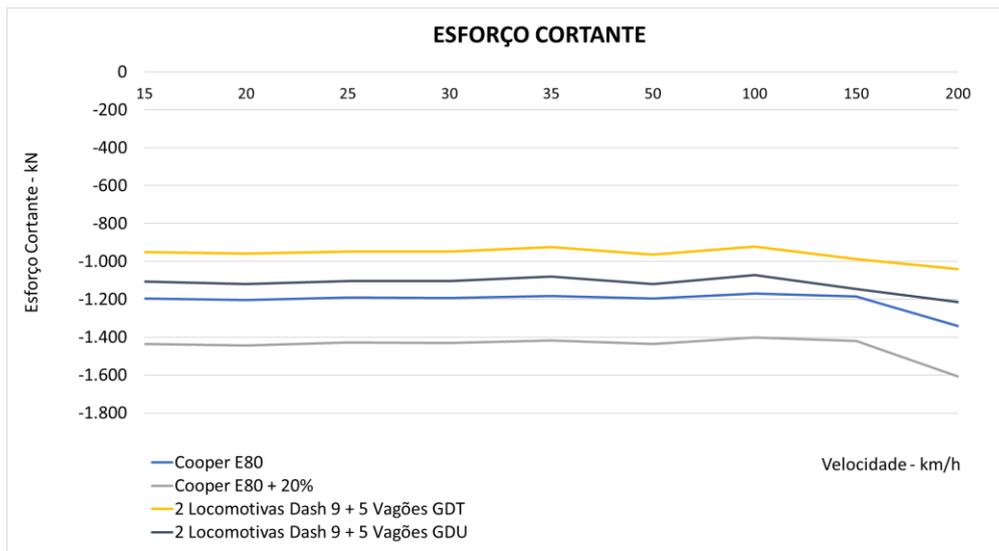


Figura 87 - Evolução dos Esforços Cortantes para todas as velocidades.

7.3 Verificação estrutural

7.3.1 Tensões admissíveis

De acordo com o item 7.3.4.3 localizado no parágrafo a, do capítulo 15 da AREMA (2017), que trata de pontes existentes, as características do aço adotadas para a verificação estrutural, a nível de pré-dimensionamento, são dadas conforme a Tabela 25:

Tabela 25 - Tensões admissíveis

Tensões admissíveis	
F_y	344,70MPa
F_u	482,63MPa

As tensões admissíveis finais podem ser obtidas de acordo com a tabela 15.1.11 da AREMA (2013):

- Para as regiões das fibras extremas, a tensão admissível para tração e compressão é de $0,55F_y$;
- Para os esforços cortantes, a tensão admissível é de $0,35F_y$.

Dessa maneira, a verificação das tensões normais nas fibras inferiores, para os elementos da seção do meio do vão da longarina 01, do vão tipo da ponte ferroviária, é dada na Tabela 26.

Tabela 26 - Verificação das tensões normais para as vigas principais

Tipo de Veículo	Load Case	σ Normais máximas (MPa)	σ Normais admissíveis (0,55Fy) (MPa)	Relação máximas/admissível	Verificação
		Meio do Vão - Compressão e Tração			
Cooper E80	LP01	138,73	189,59	0,73	OK
	LP02	138,29	189,59	0,73	OK
	LP03	138,56	189,59	0,73	OK
	LP04	138,39	189,59	0,73	OK
	LP05	138,11	189,59	0,73	OK
Cooper E80+20%	LP06	162,48	189,59	0,86	OK
	LP07	161,95	189,59	0,85	OK
	LP08	162,27	189,59	0,86	OK
	LP09	162,06	189,59	0,85	OK
	LP10	161,73	189,59	0,85	OK
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	117,89	189,59	0,62	OK
	LP12	118,02	189,59	0,62	OK
	LP13	117,98	189,59	0,62	OK
	LP14	119,71	189,59	0,63	OK
	LP15	122,30	189,59	0,65	OK
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	134,16	189,59	0,71	OK
	LP17	134,17	189,59	0,71	OK
	LP18	134,31	189,59	0,71	OK
	LP19	136,10	189,59	0,72	OK
	LP20	139,38	189,59	0,74	OK

A verificação das tensões cisalhantes na região do apoio da longarina 01 do vão tipo da ponte ferroviária é mostrada na Tabela 27.

Tabela 27 – Verificação das tensões de cisalhamento na região do apoio

Tipo de Veículo	Load Case	Tensões cisalhamento máximas (MPa)	Tensões cisalhamento admissíveis (0,35Fy) (MPa)	Relação máximas/admissíveis	Verificação
		Região do Apoio			
Cooper E80	LP01	-39,00	120,65	0,32	OK
	LP02	-39,19	120,65	0,32	OK
	LP03	-38,78	120,65	0,32	OK
	LP04	-38,86	120,65	0,32	OK
	LP05	-38,54	120,65	0,32	OK
Cooper E80+20%	LP06	-45,70	120,65	0,38	OK
	LP07	-45,94	120,65	0,38	OK
	LP08	-45,44	120,65	0,38	OK
	LP09	-45,54	120,65	0,38	OK
	LP10	-45,15	120,65	0,37	OK
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	-32,02	120,65	0,27	OK
	LP12	-32,29	120,65	0,27	OK
	LP13	-31,94	120,65	0,26	OK
	LP14	-31,97	120,65	0,26	OK
	LP15	-31,33	120,65	0,26	OK
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	-36,45	120,65	0,30	OK
	LP17	-36,79	120,65	0,30	OK
	LP18	-36,37	120,65	0,30	OK
	LP19	-36,38	120,65	0,30	OK
	LP20	-35,69	120,65	0,30	OK

As Tabela 26 e Tabela 27 apresentam as análises dos esforços para a combinação entre as cargas dinâmicas e permanentes, obtidas pelo programa SAP2000, para o modelo em barras. Observa-se que as tensões atuantes para o trem tipo original de projeto Cooper E80, são bem inferiores quando comparadas às tensões limites estabelecidas pela AREMA (2013).

Devido à idade da estrutura e à quantidade de ciclos que a mesma está sujeita, uma análise em relação à fadiga, baseada nas orientações do capítulo 15 da AREMA (2013) é feita, com o objetivo de complementar este estudo.

7.3.2 Considerações sobre a fadiga no modelo de barras

Uma avaliação muito importante para a determinação das condições estruturais e de segurança da ponte é a análise da fadiga, em seus diversos elementos e componentes. É fato conhecido que se um elemento estrutural ou conexão, está submetido a uma variação cíclica de carregamentos, eles podem vir a falhar após um certo número de solicitações, mesmo se a máxima tensão que ocorra em um ciclo seja inferior à tensão de escoamento do material, do conector ou das soldas.

Isso ocorre em devido à descontinuidade metalúrgica ou mecânica do aço, que propicia a formação de fissuras, que se propagam pelo material em função das sucessivas repetições do carregamento, levando as partes afetadas a uma progressiva perda de capacidade de suporte de carga, até que o material fracture. Esse fenômeno de fraturamento é conhecido como fadiga.

O fenômeno da fadiga indica que, após um determinado nível de fraturamento, atingido após a ocorrência de milhares de ciclos de carregamento, a ruptura dos elementos estruturais pode ocorrer para níveis de carga inferiores aos máximos previstos no cálculo estrutural.

Esse fenômeno é verificado a partir das condições de carregamento, que são definidos pelo número de ciclos de alternâncias passíveis de ocorrer durante a vida da estrutura.

A Tabela 28 mostra as condições de carregamento que foram utilizadas para as verificações deste trabalho:

Tabela 28 - Características de carregamento segundo a AREMA (2013).

Condições de carregamento	de	até
1	20.000	100.000
2	100.000	500.000
3	500.000	2.000.000
4	>2.000.000	

1. – Equivale a aproximadamente uma aplicação por dia, durante 50 anos.
2. – Equivale a aproximadamente 5 aplicações por dia, durante 50 anos.
3. – Equivale a aproximadamente 25 aplicações por dia, durante 50 anos.
4. – Equivale a aproximadamente 100 aplicações por dia, durante 50 anos.

Normalmente, por ocasião do projeto, a vida útil da estrutura não deve ser considerada inferior a 50 anos. Tendo em vista a idade da estrutura avaliada, a verificação de fadiga estará sendo feita segundo a condição de carregamento 4, pois pressupõe-se que ocorrerão mais de 2.000.000 de ciclos de carregamento ao longo de sua existência.

Finalmente, partindo-se do número de ciclos estabelecido, e de acordo com a tabela 49, reproduzida na tabela 29 abaixo, estabelece-se a faixa de tensões máxima para a verificação à fadiga, conforme a recomendação do item 7.3.4.2, parágrafo b, da AREMA (2013).

Tabela 29 - Faixa admissível de variação de tensões para a fadiga.

Classe de detalhe	Quantidade de ciclos superior a 2.000.000	
	ksi	MPa
B	16	110,31

Dessa maneira, está caracterizado que a ponte de acesso à ilha Guaíba, em seus mais de 42 anos de construção, certamente experimentou o número de ciclos de carregamento estabelecido pelo item 4 da Tabela 29. Assim, não só fenômeno da fadiga existe como deve ser considerado na avaliação estrutural da resistência da estrutura.

Conforme apresentado no capítulo 4 deste estudo, a AREMA (2013) estabelece que, conforme a velocidade de atuação da carga, sejam aplicados coeficientes de impacto para compensação dos efeitos dinâmicos. Entretanto, para este estudo, a verificação à fadiga utilizará os resultados de tensão dados pelo programa SAP2000, sem a aplicação adicional de coeficientes de impacto, uma vez que a análise dinâmica foi realizada.

Finalmente, para a verificação de fadiga conforme a AREMA (2013), as variações de tensões devidas aos carregamentos serão a diferença algébrica entre as máximas e mínimas tensões observadas. A Tabela 30 apresenta as verificações à fadiga para a variação de tensões observadas na seção do meio do vão tipo da ponte.

Tabela 30 - Verificação de tensões de fadiga

Tipo de Veículo	Loadcase	Verificação à fadiga - Meio do Vão - Tensões Normais				
		(1) Máx. Tensões Normais (MPa)	(2) Mín. Tensões Normais (MPa)	Diferença (1)-(2) (Mpa)	Tensões Admissíveis AREMA (Mpa)	Verificação
Cooper E80	LP01	138,73	18,53	120,20	110,31	Não OK
	LP02	138,29	19,36	118,93	110,31	Não OK
	LP03	138,56	18,90	119,66	110,31	Não OK
	LP04	138,39	17,85	120,54	110,31	Não OK
	LP05	138,11	18,74	119,37	110,31	Não OK
Cooper E80+20%	LP06	162,48	18,32	144,15	110,31	Não OK
	LP07	161,95	19,32	142,63	110,31	Não OK
	LP08	162,27	18,77	143,51	110,31	Não OK
	LP09	162,06	17,50	144,57	110,31	Não OK
	LP10	161,73	18,57	143,16	110,31	Não OK
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	117,89	18,98	98,91	110,31	OK
	LP12	118,02	18,97	99,05	110,31	OK
	LP13	117,98	19,05	98,93	110,31	OK
	LP14	119,71	18,66	101,05	110,31	OK
	LP15	122,30	11,65	110,65	110,31	Não OK
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	134,16	18,92	115,25	110,31	Não OK
	LP17	134,17	18,91	115,26	110,31	Não OK
	LP18	134,31	19,02	115,30	110,31	Não OK
	LP19	136,10	18,55	117,55	110,31	Não OK
	LP20	139,38	10,32	129,06	110,31	Não OK

De acordo com a Tabela 30, nota-se que, levando-se em conta as premissas utilizadas, a ponte não atende aos requisitos de fadiga, verificando-se a necessidade de reforço estrutural.

7.3.3 Análise dos deslocamentos verticais no meio do vão

As deformações devidas às diversas hipóteses de carregamento dinâmico serão avaliadas em conformidade com os limites recomendados pela AREMA (2013). Esta estabelece um valor máximo de $L/640$ para os deslocamentos verticais no meio do vão. A verificação é apresentada na Tabela 31.

Estes valores de deflexão máxima consideram a combinação entre o deslocamento vertical devido à carga permanente com os deslocamentos verticais devidos às cargas dinâmicas.

Tabela 31 - Verificação dos deslocamentos verticais no meio do vão.

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades (Km/h)	Deflexão total		
			Deflexão máxima	Deflexão Admissível	Verificação
Cooper E80	LP01	15	4,81	4,84	OK
	LP02	20	4,80	4,84	OK
	LP03	25	4,83	4,84	OK
	LP04	30	4,80	4,84	OK
	LP05	35	4,81	4,84	OK
Cooper E80+20%	LP06	15	5,76	4,84	Não OK
	LP07	20	5,75	4,84	Não OK
	LP08	25	5,80	4,84	Não OK
	LP09	30	5,76	4,84	Não OK
	LP10	35	5,77	4,84	Não OK
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	3,92	4,84	OK
	LP12	20	3,93	4,84	OK
	LP13	25	3,92	4,84	OK
	LP14	30	3,99	4,84	OK
	LP15	35	4,08	4,84	OK
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	4,57	4,84	OK
	LP17	20	4,58	4,84	OK
	LP18	25	4,57	4,84	OK
	LP19	30	4,65	4,84	OK
	LP20	35	4,75	4,84	OK

De acordo com a Tabela 31 verifica-se que, apenas para o caso do trem tipo Cooper E80+20% os deslocamentos verticais não atendem aos valores limites estabelecidos pela norma. Considera-se que o modelo avaliado possui limitações no que se refere a rigidez estrutural, uma vez que no modelo de barras, os contraventamentos não podem ser adequadamente considerados. Tal afirmação será avaliada, quando forem comparados os resultados de deslocamentos obtidos para o modelo de elementos de casca e barras.

7.3.4 Avaliação dos fatores de impacto do modelo 01

Para efeito de comparação de resultados, serão obtidos os fatores de impacto, para deslocamentos e momentos fletores, conforme apresentado no capítulo 03 deste texto, dados por:

$$I = \frac{R_d(x) - R_s(x)}{R_s(x)} \times 100 \quad (3.43)$$

Para a aplicação na equação 3.38, onde $R_d(x)$ indica as máximas respostas dinâmicas e $R_s(x)$ as máximas respostas estáticas, para o modelo em elementos de barras, serão utilizadas os máximos valores dinâmicos, dados pela Tabela 20. Já as respostas estáticas, foram obtidas através de linhas de influência, conforme item 7.1.7 desta pesquisa.

Os coeficientes propostos pela equação 3.43 serão então, comparados com os valores propostos pela AREMA (2013) e dados pela equação 4.1 e reduzido pela equação 4.2:

$$\varphi = RE + 16 + \frac{600}{L-30}, \text{ onde } L \text{ é dado em pés.} \quad (4.1)$$

$$1 - \frac{0,8}{2500} \times (60 - S)^2 \geq 0,2, \text{ onde } S \text{ é dado em mph} \quad (4.2)$$

Conforme comentado no capítulo 4 deste trabalho, os coeficientes de impacto, obtidos através das orientações da AREMA (2013) são dados apenas em função da velocidade da composição e do comprimento do vão da ponte. O comparativo entre os valores é apresentado pela Tabela 32a seguir:

Tabela 32 - Comparação entre valores de coeficientes de impacto.

Tipo de Veículo	Loadcase	Velocidades (Km/h)	Coef. Impacto AREMA (%)	Comparativo	
				Fator de Impacto SAP2000 Deslocamentos	Fator de Impacto SAP2000 Momentos
Cooper E80	LP01	15	25%	1,0%	1,2%
	LP02	20	27%	0,9%	0,9%
	LP03	25	29%	0,9%	1,1%
	LP04	30	31%	1,2%	0,9%
	LP05	35	33%	0,4%	0,7%
Cooper E80+20%	LP06	15	25%	0,3%	1,2%
	LP07	20	27%	0,1%	0,9%
	LP08	25	29%	0,9%	1,1%
	LP09	30	31%	0,2%	0,9%
	LP10	35	33%	0,4%	0,7%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	25%	1,0%	1,0%
	LP12	20	27%	1,1%	1,2%
	LP13	25	29%	0,9%	1,1%
	LP14	30	31%	2,8%	2,6%
	LP15	35	33%	4,9%	4,8%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	25%	0,9%	1,0%
	LP17	20	27%	1,0%	1,0%
	LP18	25	29%	0,8%	1,1%
	LP19	30	31%	2,5%	2,4%
	LP20	35	33%	4,9%	4,9%

Conforme já previsto por YANG *et al.* (2004), os valores dos fatores de impacto, obtidos através das análises em elementos finitos, é consideravelmente menor do os coeficientes de impacto sugeridos pelas normas.

Deve-se notar que, o maior fator de impacto obtido através da equação 3.38, ocorre para o caso de carregamento LP20 resultando em uma amplificação de 4,9%. Se comparado ao coeficiente proposto pela AREMA (2013), para o mesmo caso de carregamento, chega-se a um coeficiente de impacto de 33%.

7.4 Análise – modelo 02 - elementos de casca e barras

Para a comparação entre os modelos, serão apresentadas nesta seção, as respostas dinâmicas para o modelo com elementos de casca e barras (Modelo 02), mencionado no capítulo 6 deste trabalho. Os resultados apresentados refletem as máximas respostas dinâmicas obtidas.

7.4.1 Delimitação das regiões de análise

A escolha das regiões, para observação dos resultados dinâmicos, seguiu o mesmo direcionamento da escolha das regiões do Modelo 01, ou seja, serão avaliadas as seções do meio do vão, bem como as seções dos apoios da longarina 01. Os elementos selecionados para obtenção dos resultados estão especificados na Tabela 33.

Tabela 33 – Elementos selecionados no Modelo 02

Longarina	Seção	Elementos de Casca	Nó
1	Meio do Vão	3071	13
		3072	3210
		3095	62
		3096	3233
		---	16
	Apoio	396	---
		397	---
		398	---
		399	---
		408	---
		409	---
		410	---
		411	---
		420	---
		421	---
		422	---
		423	---
		---	131
		---	133
		---	203
---	578		
---	602		

De acordo com a tabela 33, destaca-se o nó 62, que está localizado no centro da mesa inferior, da seção de meio do vão, para a longarina 01.

As figuras 88 e 89 possibilitam uma melhor compreensão da posição dos elementos selecionados no modelo estrutural. Nota-se que os elementos escolhidos estão posicionados nas seções onde os esforços avaliados tendem a possuir valores mais relevantes.

Os elementos pertencentes à seção de meio do vão estão localizados na mesa inferior da viga na cota $Z=0$, enquanto que os elementos localizados nos apoios estão posicionados na região do meio da seção, ao redor da cota $Z=1,25$.

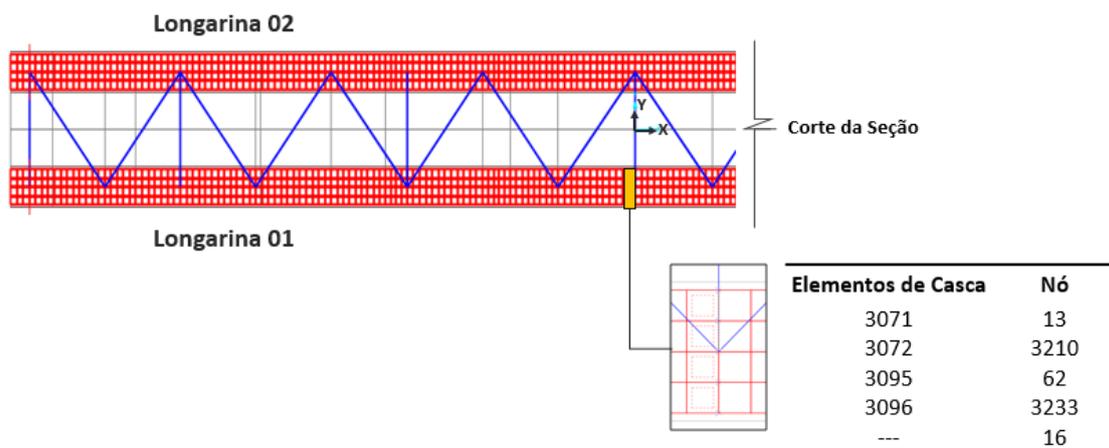


Figura 88 – Elementos selecionados na seção do meio do vão em $Z=0$

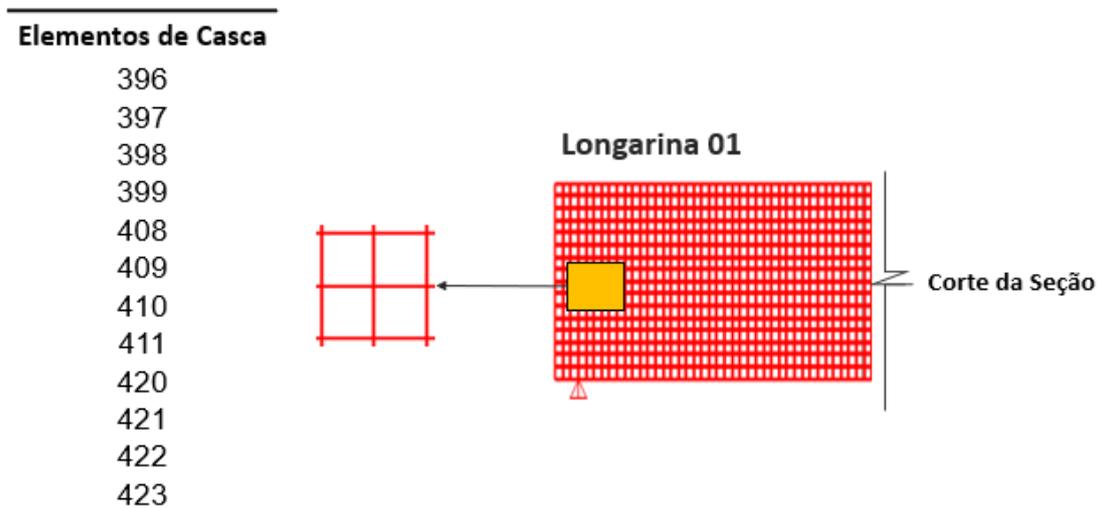


Figura 89 – Elementos selecionados na região dos apoios $Z=1,25$

Para a determinação dos esforços de momento fletor na seção do meio do vão, foi criado um corte de seção (“section cut”) no programa SAP 2000. Esta ferramenta permite

a obtenção dos esforços provenientes do somatório, em termos de tensões, nos elementos da seção verificada.

7.4.2 Resultados - modelo em elementos de casca e barras

Os resultados são apresentados em duas etapas, sendo disponibilizados os valores para o caso de carregamento de peso próprio, e em seguida os valores das combinações, por superposição de efeitos, dos resultados devido ao peso próprio somados aos diferentes casos de carregamento dinâmico estudados.

MOMENTOS FLETORES NO MEIO DO VÃO

Os esforços de momentos fletores no meio do vão podem então ser observados na Tabela 34, sendo que os resultados já contém os efeitos da carga permanente (DEAD x 1,51). O momento fletor de carga permanente é de 1.408,22kN.m.

Tabela 34 - Momentos no meio do vão – após superposição de efeitos.

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades (Km/h)	Momentos Fletores kN.m
Cooper E80	LP01	15	9.994
	LP02	20	9.987
	LP03	25	9.993
	LP04	30	10.003
	LP05	35	9.952
Cooper E80+20%	LP06	15	11.705
	LP07	20	11.696
	LP08	25	11.704
	LP09	30	11.715
	LP10	35	11.655
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	8.471
	LP12	20	8.552
	LP13	25	8.499
	LP14	30	8.561
	LP15	35	8.787
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	9.645
	LP17	20	9.727
	LP18	25	9.677
	LP19	30	9.746
	LP20	35	10.018

TENSÕES NORMAIS – MEIO DO VÃO

Da mesma maneira, ainda para a seção do meio do vão, observam-se os resultados obtidos para as tensões normais, nas fibras inferiores, dados na Tabela 35. Os resultados de tensões foram obtidos a partir da média das tensões verificadas, nos nós de cada um dos quatro elementos, escolhidos para o meio do vão, conforme definido na Figura 88.

A tensão normal observada nas fibras inferiores da seção do meio do vão, para o peso próprio e carga permanentes (DEAD x 151) é de 19,46 MPa.

Tabela 35 – Tensões normais no meio do vão, após superposição de efeitos.

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades (Km/h)	Tensões Normais MPa
Cooper E80	LP01	15	141,61
	LP02	20	141,12
	LP03	25	141,65
	LP04	30	141,44
	LP05	35	140,59
Cooper E80+20%	LP06	15	165,95
	LP07	20	165,36
	LP08	25	166,00
	LP09	30	165,75
	LP10	35	164,73
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	119,99
	LP12	20	121,00
	LP13	25	120,36
	LP14	30	121,02
	LP15	35	124,01
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	136,73
	LP17	20	137,73
	LP18	25	136,98
	LP19	30	137,82
	LP20	35	141,36

Na seção do meio do vão verifica-se que os resultados obtidos para a região do nó 62, possuem valores relativamente superiores aos demais nós da mesma seção. Tal variação provém do fato que o nó 62 também é um nó de conexão dos contraventamentos da estrutura, levando a uma concentração de tensões no local, o que pode ser verificado na Tabela 36.

Tabela 36 – Tensões normais nas proximidades dos nós – seção do meio do vão.

Tipo de Veículo	Load Case	Nó 13 (MPa)	Nó 16 (MPa)	Nó 3210 (MPa)	Nó 3233 (MPa)	Nó 62 (MPa)
---	DEAD x 1,51	18,87	19,37	20,27	19,42	19,37
Cooper E80	LP01	118,06	118,57	125,16	120,51	128,42
	LP02	117,64	118,12	124,86	120,28	127,38
	LP03	117,95	118,53	124,94	120,49	129,03
	LP04	117,98	118,45	125,26	120,69	127,52
	LP05	116,92	117,49	124,17	119,78	127,30
Cooper E80+20%	LP06	141,59	142,20	150,11	144,53	154,01
	LP07	141,09	141,66	149,74	144,25	152,77
	LP08	141,45	142,15	149,84	144,50	154,75
	LP09	141,49	142,05	150,22	144,74	152,93
	LP10	140,22	140,90	148,92	143,66	152,66
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	97,04	97,66	102,61	98,90	106,41
	LP12	98,22	98,84	103,40	99,58	107,65
	LP13	97,68	98,15	103,20	99,37	106,08
	LP14	98,48	99,00	103,95	100,03	106,33
	LP15	101,43	101,91	107,23	103,26	108,91
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	113,23	113,96	119,67	115,34	124,16
	LP17	114,39	115,11	120,46	116,01	125,36
	LP18	113,77	114,32	120,21	115,74	123,54
	LP19	114,75	115,35	121,13	116,56	123,99
	LP20	118,27	118,84	125,04	120,42	126,88

DESLOCAMENTOS VERTICAIS – MEIO DO VÃO

Os resultados observados para deslocamentos verticais na seção do meio do vão para o Modelo 02 podem ser observados pela Tabela 37.

A Tabela 37 contém os deslocamentos verticais devidos à soma das cargas permanentes e cargas dinâmicas, sendo a carga permanente responsável por um deslocamento vertical do meio do vão de 0,7026m.

Tabela 37 – Deslocamento vertical total no meio do vão – modelo 02.

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades (Km/h)	Deslocamento Vertical (cm)
			Nó 62
Cooper E80	LP01	15	-5,00
	LP02	20	-5,01
	LP03	25	-5,05
	LP04	30	-5,01
	LP05	35	-5,01
Cooper E80+20%	LP06	15	-5,86
	LP07	20	-5,86
	LP08	25	-5,91
	LP09	30	-5,87
	LP10	35	-5,87
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	-4,19
	LP12	20	-4,24
	LP13	25	-4,20
	LP14	30	-4,24
	LP15	35	-4,35
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	-4,78
	LP17	20	-4,82
	LP18	25	-4,78
	LP19	30	-4,83
	LP20	35	-4,96

ESFORÇO CORTANTE NO APOIO

Os valores extraídos para os esforços cortantes, na região do apoio da longarina 01, foram observados a partir de um corte de seção, realizado imediatamente após o apoio 01, ou seja, na cota $x=15,00\text{m}$. Estes valores somados traduzem as forças cortantes máximas na seção e podem ser vistos na Tabela 38.

A Tabela 38 apresenta o valor da força cortante no apoio 01 da longarina 01 devido ao peso próprio da estrutura do vão tipo somado às cargas dinâmicas atuantes.

O esforço cortante para o caso de carregamento de peso próprio da estrutura e cargas permanentes é de $-195,99\text{ kN}$.

Tabela 38 - Esforços cortantes na seção do apoio 01 da longarina 01.

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades (Km/h)	Esforço Cortante (kN)
Cooper E80	LP01	15	-1.342
	LP02	20	-1.340
	LP03	25	-1.305
	LP04	30	-1.275
	LP05	35	-1.317
Cooper E80+20%	LP06	15	-1.610
	LP07	20	-1.606
	LP08	25	-1.565
	LP09	30	-1.528
	LP10	35	-1.580
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	-1.076
	LP12	20	-1.133
	LP13	25	-1.065
	LP14	30	-1.099
	LP15	35	-1.102
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	-1.246
	LP17	20	-1.319
	LP18	25	-1.238
	LP19	30	-1.278
	LP20	35	-1.265

TENSÕES DE CISALHAMENTO – APOIO

As tensões de cisalhamento na região do apoio 01 da longarina 01 não foram obtidas diretamente através das tabelas fornecidas pelo programa. Para a escolha da região de verificação, procurou-se evitar os elementos muito próximos aos apoios, por apresentarem tensões pontuais extremamente elevadas e que não refletiriam a realidade da estrutura. Dessa maneira, conhecendo-se a tendência do fluxo de tensões cisalhantes, somado à avaliação gráfica das tensões na seção, dadas indicativamente na figura 90, foi então escolhida a região central da seção, levemente deslocada à direita, como local de obtenção das tensões cisalhantes.

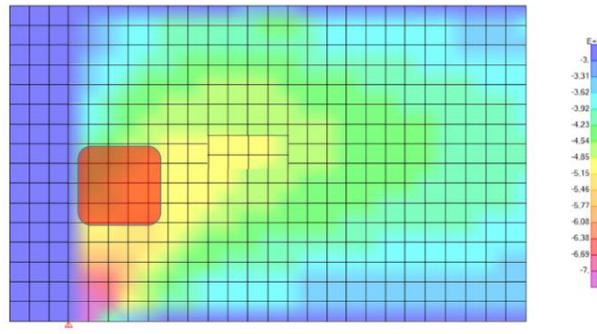


Figura 90 – Região de avaliação das tensões de cisalhamento no modelo 02.

Os valores foram verificados individualmente, para cada caso de carregamento e para cada elemento em sua região central. Ao final, os valores foram compilados, extraindo-se uma média dos mesmos, como apresentado na Tabela 39.

A Tabela 39, apresenta a média das tensões de cisalhamento, para os elementos indicados na figura 90, devido ao peso próprio e cargas permanentes (5,05MPa) somado às tensões dos diferentes casos de carregamento.

Tabela 39 – Tensões de cisalhamento na seção do apoio.

Tipo de Veículo	Load Case	Velocidades (Km/h)	Tensões Cisalhantes (MPa)
Cooper E80	LP01	15	-38,46
	LP02	20	-38,39
	LP03	25	-37,73
	LP04	30	-37,60
	LP05	35	-37,45
Cooper E80+20%	LP06	15	-45,11
	LP07	20	-45,03
	LP08	25	-44,24
	LP09	30	-44,08
	LP10	35	-43,90
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	15	-30,73
	LP12	20	-31,92
	LP13	25	-31,80
	LP14	30	-31,86
	LP15	35	-32,04
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	15	-34,76
	LP17	20	-36,29
	LP18	25	-35,99
	LP19	30	-36,17
	LP20	35	-36,27

7.4.3 Comparativo entre os modelos 01 e 02

Após a obtenção dos resultados para os principais esforços e tensões são realizadas as comparações e os comentários, relacionados aos dois modelos estudados neste trabalho. Dessa maneira, serão apresentadas cinco tabelas informativas, contendo os valores obtidos nos dois modelos, bem como uma verificação de variações percentuais.

A variação dos momentos fletores, para os Modelos 01 e 02, pode ser vista na Tabela 40.

Tabela 40 – Comparativo entre momentos fletores – Modelo 01 x Modelo 02

Tipo de Veículo	Load Case	Seção Meio do Vão		
		Momento Fletor Modelo 01 (kN.m)	Momento Fletor Modelo 02 (kN.m)	$\Delta\%$
Cooper E80	LP01	10.064	9.994	-1%
	LP02	10.031	9.987	0%
	LP03	10.051	9.993	-1%
	LP04	10.038	10.003	0%
	LP05	10.018	9.952	-1%
Cooper E80+20%	LP06	11.786	11.705	-1%
	LP07	11.747	11.696	0%
	LP08	11.771	11.704	-1%
	LP09	11.756	11.715	0%
	LP10	11.732	11.655	-1%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	8.552	8.471	-1%
	LP12	8.561	8.552	0%
	LP13	8.558	8.499	-1%
	LP14	8.684	8.561	-1%
	LP15	8.872	8.787	-1%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	9.732	9.645	-1%
	LP17	9.733	9.727	0%
	LP18	9.743	9.677	-1%
	LP19	9.873	9.746	-1%
	LP20	10.111	10.018	-1%

Observa-se que os momentos fletores obtidos na seção intermediária do vão tipo, não variam significativamente entre si. As maiores diferenças ocorrem na ordem de um por cento, e não necessariamente para um mesmo caso de carregamento. Tal diferença é possivelmente proveniente do método de cálculo de corte da seção do Modelo 02.

Após a avaliação dos resultados dos momentos fletores, verifica-se também a variação para os valores de tensões normais observadas nos dois modelos estudados. A comparação pode ser vista na Tabela 41.

Tabela 41 - Comparativo entre tensões normais – Modelo 01 x Modelo 02

Tipo de Veículo	Load Case	Seção do Meio do Vão		
		Tensões Normais Modelo 01 (MPa)	Tensões Normais Modelo 02 (MPa)	$\Delta\%$
Cooper E80	LP01	138,73	141,61	2%
	LP02	138,29	141,12	2%
	LP03	138,56	141,65	2%
	LP04	138,39	141,44	2%
	LP05	138,11	140,59	2%
Cooper E80+20%	LP06	162,48	165,95	2%
	LP07	161,95	165,36	2%
	LP08	162,27	166,00	2%
	LP09	162,06	165,75	2%
	LP10	161,73	164,73	2%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	117,89	119,99	2%
	LP12	118,02	121,00	3%
	LP13	117,98	120,36	2%
	LP14	119,71	121,02	1%
	LP15	122,30	124,01	1%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	134,16	136,73	2%
	LP17	134,17	137,73	3%
	LP18	134,31	136,98	2%
	LP19	136,10	137,82	1%
	LP20	139,38	141,36	1%

A variação entre os valores das tensões, observada na Tabela 41, mantém a mesma ordem de grandeza quando comparada aos resultados de variação dos momentos fletores. Nota-se que, embora o Modelo 02 seja muito mais detalhado que o Modelo 01, os resultados obtidos para ambos são bem próximos.

A comparação entre os esforços cortantes, na seção do apoio 01, para os dois modelos, pode ser vista na Tabela 42.

Tabela 42 – Comparação entre esforços cortantes – Modelo 01 x Modelo 02.

Tipo de Veículo	Load Case	Região dos Apoios		
		Esforços Cortantes Modelo 01 (kN)	Esforços Cortantes Modelo 02 (kN)	$\Delta\%$
Cooper E80	LP01	-1.387	-1.342	-3%
	LP02	-1.394	-1.340	-4%
	LP03	-1.379	-1.305	-5%
	LP04	-1.382	-1.275	-8%
	LP05	-1.371	-1.317	-4%
Cooper E80+20%	LP06	-1.626	-1.610	-1%
	LP07	-1.634	-1.606	-2%
	LP08	-1.616	-1.565	-3%
	LP09	-1.620	-1.528	-6%
	LP10	-1.606	-1.580	-2%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	-1.139	-1.076	-5%
	LP12	-1.149	-1.133	-1%
	LP13	-1.136	-1.065	-6%
	LP14	-1.137	-1.099	-3%
	LP15	-1.114	-1.102	-1%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	-1.296	-1.246	-4%
	LP17	-1.308	-1.319	1%
	LP18	-1.294	-1.238	-4%
	LP19	-1.294	-1.278	-1%
	LP20	-1.269	-1.265	0%

A variação entre os modelos, para os esforços cortantes, possui ordem de grandeza máxima de 8%. A obtenção destes valores se deu de forma diferente para os modelos. Para o Modelo 01 foram verificados os esforços cortantes atuantes na seção imediatamente após o apoio na barra 28. Já para o Modelo 02, por se tratar de um modelo com elementos de casca, foi utilizada a ferramenta de corte de seção para a obtenção dos esforços na seção imediatamente após o apoio 01.

A Tabela 43 apresenta a comparação entre os modelos, para os valores de tensões cisalhantes, verificados na região do apoio da estrutura.

Tabela 43 – Comparativo entre tensões cisalhantes – Modelo 01 x Modelo 02.

Tipo de Veículo	Load Case	Região dos Apoios		
		Tensões Cisalhantes Modelo 01 (MPa)	Tensões Cisalhantes Modelo 02 (MPa)	$\Delta\%$
Cooper E80	LP01	-39,00	-38,46	-1%
	LP02	-39,19	-38,39	-2%
	LP03	-38,78	-37,73	-3%
	LP04	-38,86	-37,60	-3%
	LP05	-38,54	-37,45	-3%
Cooper E80+20%	LP06	-45,70	-45,11	-1%
	LP07	-45,94	-45,03	-2%
	LP08	-45,44	-44,24	-3%
	LP09	-45,54	-44,08	-3%
	LP10	-45,15	-43,90	-3%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	-32,02	-30,73	-4%
	LP12	-32,29	-31,92	-1%
	LP13	-31,94	-31,80	0%
	LP14	-31,97	-31,86	0%
	LP15	-31,33	-32,04	2%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	-36,45	-34,76	-5%
	LP17	-36,79	-36,29	-1%
	LP18	-36,37	-35,99	-1%
	LP19	-36,38	-36,17	-1%
	LP20	-35,69	-36,27	2%

Observa-se que a variação entre os as tensões cisalhantes é de ordem inferior ou igual a 5% entre os modelos. Entretanto, conforme abordado na seção 7.3.2, é evidente que a escolha adequada dos elementos de casca do Modelo 02, é de grande importância para esta análise, pois caso fossem observados elementos muito próximos dos apoios, esta diferença seria maior.

O último item a ser comparado é o deslocamento vertical na seção do meio do vão. Os resultados dos deslocamentos verticais, para os dois modelos, são apresentados na Tabela 44 a seguir.

Tabela 44 - Comparativo entre deslocamentos verticais no meio do vão

Tipo de Veículo	Load Case	Deflexão total		
		Deslocamento Vertical (cm) Modelo 01	Deslocamento Vertical (cm) Modelo 02	$\Delta\%$
Cooper E80	LP01	-5,59	-5,00	-10%
	LP02	-5,58	-5,01	-10%
	LP03	-5,62	-5,05	-10%
	LP04	-5,58	-5,01	-10%
	LP05	-5,59	-5,01	-10%
Cooper E80+20%	LP06	-6,55	-5,86	-10%
	LP07	-6,54	-5,86	-10%
	LP08	-6,58	-5,91	-10%
	LP09	-6,54	-5,87	-10%
	LP10	-6,55	-5,87	-10%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	-4,71	-4,19	-11%
	LP12	-4,71	-4,24	-10%
	LP13	-4,70	-4,20	-11%
	LP14	-4,78	-4,24	-11%
	LP15	-4,86	-4,35	-10%
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	-5,36	-4,78	-11%
	LP17	-5,36	-4,82	-10%
	LP18	-5,35	-4,78	-11%
	LP19	-5,43	-4,83	-11%
	LP20	-5,54	-4,96	-10%

As deflexões na seção do meio do vão para o Modelo 02, são inferiores às observadas no Modelo 01, alcançando valores de até 11% de diferença.

Conforme já antecipado, esta variação certamente deve-se à consideração da contribuição do enrijecimento devido aos elementos de contraventamento inseridos adequadamente apenas no Modelo 02. Claramente, conclui-se que a utilização do Modelo 01 para avaliação de projeto demandaria soluções de enrijecimento da estrutura.

Em complemento à análise realizada para os deslocamentos na seção do meio do vão, será apresentada na Tabela 45 a verificação de atendimento aos deslocamentos verticais máximos estabelecidos pela AREMA (2013).

Tabela 45 - Verificação dos deslocamentos verticais no Modelo 02 pela AREMA

Tipo de Veículo	Load Case	Deflexão devida às cargas totais		
		Deflexão máxima (cm)	Deflexão admissível (cm)	Verificação
Cooper E80	LP01	-4,30	-4,84	OK
	LP02	-4,30	-4,84	OK
	LP03	-4,34	-4,84	OK
	LP04	-4,31	-4,84	OK
	LP05	-4,31	-4,84	OK
Cooper E80+20%	LP06	-5,16	-4,84	Não OK
	LP07	-5,16	-4,84	Não OK
	LP08	-5,21	-4,84	Não OK
	LP09	-5,16	-4,84	Não OK
	LP10	-5,17	-4,84	Não OK
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDT	LP11	-3,49	-4,84	OK
	LP12	-3,53	-4,84	OK
	LP13	-3,50	-4,84	OK
	LP14	-3,54	-4,84	OK
	LP15	-3,65	-4,84	OK
2 Locomotivas Dash 9 + 5 Vagões GDU	LP16	-4,07	-4,84	OK
	LP17	-4,12	-4,84	OK
	LP18	-4,08	-4,84	OK
	LP19	-4,13	-4,84	OK
	LP20	-4,26	-4,84	OK

Conforme se pode verificar na tabela 38, assim como observado para o caso do modelo 01, apenas para o caso do COOPER E80+20%, os deslocamentos verticais na seção do meio do vão superam os limites estabelecidos pela AREMA (2013).

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos resultados obtidos quando da verificação estrutural, o presente trabalho apresenta as conclusões a seguir.

As tensões principais atuantes na viga, devidas às composições com vagões de GDT, representados pelos casos de carregamento de LP11 ao LP15, encontram-se dentro valores das tensões admissíveis para pontes existentes, para efeitos de pré-dimensionamento (segundo recomendações da AREMA), situação aceitável para as atuais condições de tráfego da ponte.

As tensões atuantes para consideração do efeito de fadiga, devidas ao carregamento das composições com vagões GDU e às do trem-tipo Cooper E80 e Cooper E80+20%, apresentam valores fora da faixa de variação admissível, logo o reforço estrutural torna-se necessário.

Destacam-se os resultados observados para as diferentes velocidades de trânsito das composições, para os casos onde a variação se deu entre 15km/h e 35km/h observou-se amplificação máxima de 4,5%. Já para os casos com velocidades mais altas, como para os casos de velocidade de 150km/h ou superiores, a amplificação observada superou os 20%.

No caso de realização de uma análise estrutural estática, a compensação dinâmica, para as diferentes velocidades estudadas seria realizada através da aplicação de coeficientes de impacto, que conforme apresentado no capítulo 7, levariam a obtenção de esforços bem superiores aos verificados, o que certamente impossibilitaria o trânsito de composições em velocidades dentro das faixas estudadas.

É importante ressaltar que para a avaliação de atendimento à fadiga, a amplificação dinâmica adotada foi a observada nos modelos estudados, ou seja, seus valores foram obtidos dos cálculos dinâmicos realizados no SAP2000. Caso fossem aplicados os coeficientes de impacto recomendados pela AREMA, certamente as condições de carregamento excederiam em muito os valores permitidos.

A partir dos resultados das análises, conclui-se que para uma intenção de aumento de carga de trânsito na estrutura da ponte, considerando a quantidade de ciclos esperados, torna-se necessário a realização de reforços estruturais.

Como oportunidade para trabalhos futuros, sugere-se a realização de medições *in loco* na estrutura real da ponte com o objetivo de se confrontar os resultados medidos com os obtidos nas análises deste trabalho. Após a verificação dos deslocamentos e esforços reais atuantes, sugere-se realizar estudos sobre os efeitos de frenagem, efeitos dinâmicos devido a deformações na linha ferroviária, bem como a avaliação do efeito do vento e do comportamento das cabeceiras da ponte ferroviária. Adicionalmente sugere-se o desenvolvimento de um programa específico da a avaliação da estrutura, onde os efeitos da variação das massas dos veículos no tempo, sobre a estrutura, sejam considerados.

Também se apresenta como oportunidade de extensão deste trabalho a análise completa da estrutura da ponte ferroviária com o objetivo de verificar o comportamento dinâmico total da mesma, isto é, incluindo na modelagem a infra, a meso e a superestrutura.

Finalmente, por tratar-se de uma estrutura com seus quase cinquenta anos de vida, este trabalho apresenta resultados importantes para o direcionamento e entendimento de seu comportamento estrutural, podendo auxiliar a VALE/SA em tomadas de decisões quanto a possíveis direcionamentos de futuros estudos.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), *Steel Construction Manual*, 15th Edition, 2017.

ASSOCIAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTADORES FERROVIÁRIOS (ANTF), *O mapa ferroviário do Brasil*. Disponível em <http://www.antf.org.br/mapa-ferroviario/>. acesso em 2016.

AREMA, *American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association – Manual for Railway Engineering – Chapter 15 - Steel Structures*, Estados Unidos da América, 2013.

BIGGS, J. M., *Introduction to Structural Dynamics*, McGraw-Hill, Nova York, Estados Unidos, 1964.

CARVALHO NETO, J. A.; VELOSO, L. A. C. M., *Algoritmo para Análise Estrutural de Pontes Submetidas a Cargas Móveis*. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas (CBPE), Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

CHENG, Y. S.; AU, F.T.K.; CHEUNG, Y. K., *Vibration of railway bridges under a moving train by using bridge-track-vehicle element*. Engineering Structures, 2001.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. *Dynamics of structures*, Disponível em: <https://www.csiamerica.com/>, Estados Unidos da América, 2003.

CONNOR, P. R., “*Locomotivas Diesel*”, In: *Branco, J. E. C., Ferreira, R., (eds), Tratado de Estradas de Ferro – Material Rodante*. Parte III, Capítulo 1. Rio de Janeiro, Brasil, 2000.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (CNT), *O sistema ferroviário brasileiro*. Disponível em <http://www.cnt.org.br/Publicacoes/estudo-cnt>. Brasil, 2013.

CORREA, W. L., *Vibrações em Pontes Ferroviárias*. Tese de Doutorado – COPPE UFRJ - Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.

CUNHA, P. G., *Análise Dinâmica de Pontes Ferroviárias: uma Metodologia Simplificada*, São Paulo, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2001.

FELLIPE FILHO, W. N., *Avaliação dos coeficientes de impacto utilizados no cálculo de pontes rodoviária via análise dinâmica de estruturas*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Juiz de Fora, 2008.

FRÝBA, L. *Vibration of Solids and Structures under Moving Loads*. Noordhoff International Publishing, Groningen, 1972.

FRÝBA, L., *Estimation of Fatigue Life of Railway Bridges under Traffic Loads*. Journal of Sound and Vibration, 70, 527-541, 1980.

FRÝBA, L., *Dynamics of Railway Bridges*. Thomas Telford, London, 1996.

HÉLIO SUEVO RODRIGUES – *A formação das estradas de ferro no Rio de Janeiro – O resgate de sua memória*, Rio de Janeiro, Brasil, 2004.

JEFFCOTT, H. H. *On the vibrations of beams under the action of moving loads*, Phil. Magazine, Ser. 7, 8(48), pages 66–97, 1929.

LIN, Y. H.; TRETHERWEY, M. W., *Finite Element Analysis of Elastic Beams Subjected to Moving Dynamic Loads*. Journal of Sound and Vibration, 136, pages 323-342, 1990.

LOWAN, A. N., *On transverse oscillations of beams under the action of moving variable loads*, Phil. Magazine, Ser. 7, 19(127), pages 708–715, 1935.

OLSSON, M., *Finite Element, Modal Co-Ordinate Analysis of Structures Subjected to Moving Loads*. Journal of Sound and Vibration, 99, pages 1-12, 1985.

UNSWORTH, J. F. *Design and construction of modern steel railway bridges*. Ed. Taylor and Francis Group, Estados Unidos da América, 2010.

SOUZA LIMA, S.; CARVALHO SANTOS, S. H., *Análise dinâmica das estruturas*. Ed. Ciência Moderna, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

SOUZA LIMA, S.; SORIANO, H. L.; REIS, F. J. C., *Considerações Quanto à Determinação do Coeficiente de Impacto em Pontes*, V Congresso de Engenharia Civil de Juiz de Fora, Brasil, 2002

SAP2000 Ultimate 18.2.0 – *Structural Analysis Program*, ©1976 – 2016, Computers and Structures, Inc, University Ave. Berkeley, CA, Estados Unidos da América, 2016.

STOKES, G. G. *Discussion of a differential equation relating to the breaking of railway bridges*, Trans. Cambridge Phil. Soc., 8(5), pages 707–735, 1849.

TIMOSHENKO, S. P. *On the forced vibrations of bridges*, Phil. Magazine, 1922.

TIMOSHENKO, S. P.; YOUNG, D. H. *Vibration Problems in Engineering*, 3rd ed., D. Van Nostrand, New York, N.Y, Estados Unidos da América, 1955.

VALE S/A, 2013 – *Acervo Fotográfico Terminal Portuário Ilha Guaíba*, Ilha Guaíba, Brasil, 2013.

YANG, Y. B.; YAU, J. D. *Vibration of simple beams due to trains moving at high speed*. Engineering Structures v.19, n.11, pages 936-944, 1997.

Y. B. YANG, J. D. YAU, Y. S. WU - *Vehicle–bridge interaction dynamics with applications to high-speed railways*, World Scientific, 2004.

WILLIS, R. *Appendix to the Report of Commissioners Appointed to Inquire into the Application of Iron to Railway Structures*. London, Inglaterra, 1849.

XIA, H.; XU, Y. L.; CHAN, T. H. T. *Dynamic Interaction of Long Suspension Bridges with Running Trains*. Journal of Sound and Vibration 237, pages 263-280, 2000.

ZHANG, Q. L.; VROUWENVELDER, A.; WARDENIER, J. *Numerical Simulation of Train-Bridge Interactive Dynamics*. Journal Computers & Structures, 79, pages 1059-1075, 2000.

WU, Y. S. *Dynamic interaction of train–rail–bridge system under normal and seismic conditions*, Ph.D. thesis, National Taiwan University, Taipei, Taiwan, 2000.

10 ANEXOS

Tabela 46 – Número de ciclos N - Tabela 15-1-7 AREMA, 2013.

Member Description	Span Length, L of Flexural Member or Truss or Load Condition	Constant Stress Cycles, N
Classification I		
Longitudinal flexural members and their connections. Truss chord members including end posts, and their connections	L > 100 feet	2,000,000
	L ≤ 100 feet	> 2,000,000
Classification II		
Floorbeams and their connections. Truss hangers and sub-diagonals that carry floorbeam reactions only, and their connections. Truss web members and their connections.	Two Tracks Loaded	2,000,000
	One Track Loaded	> 2,000,000
Note: This table is based on bridges designed for the live loading specified in Article 1.3.13e . For bridges designed for other live loadings see Part 9, Commentary, Article 9.1.3.13 .		

Tabela 47 – Coeficiente de Impacto em porcentagens Tabela 15-1-8 AREMA, 2013.

Member	Percentage
Members with loaded Lengths ≤ 10 feet (3m) and no load sharing	65%
Hangers	40%
Other Truss members	65%
Beams, Stringers, Girders and Floor Beams	35%
Note: Where bridges are designed for operation of trains handling a large percentage of cars with flat or out of round wheels which increase impact and/or poor track which increases impact, and the loaded length of the member is less than 80 feet (24m), the mean impact should be 100% of the design impact.	

Tabela 48 – Classe de detalhes para fadiga Tabela 15-1-9 AREMA, 2013.

Description	Category	Constant A (ksi ³)	Threshold S _{Rfat} (Ksi)	Potential Crack Initiation Point	Illustrative Examples
SECTION 1 - PLAIN MATERIAL AWAY FROM ANY WELDING					
1.1 Base metal, except non-coated weathering steel, with rolled or cleaned surfaces. Flame-cut edges with surface roughness value of 1,000 μ-in. or less, but without re-entrant corners.	A	250 x 10 ⁸	24	Away from all welds or structural connections	
1.2 Non-coated weathering steel base metal with rolled or cleaned surfaces detailed in accordance with (Reference 44). Flame-cut edges with surface roughness value of 1,000 μ-in. or less, but without re-entrant corners.	B	120 x 10 ⁸	16	Away from all welds or structural connections	

Tabela 49 – Faixa de variação de tensões de fadiga - Tabela 15-1-10 AREMA, 2013.

Detail Category	No. of Constant Stress Cycles	
	2,000,000	Over 2,000,000
A	24	24
B	18	16
B'	14.5	12
C	13	10
C'	13	12
D	10	7 ^{Note 3}