



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Guilherme Santana Alencar

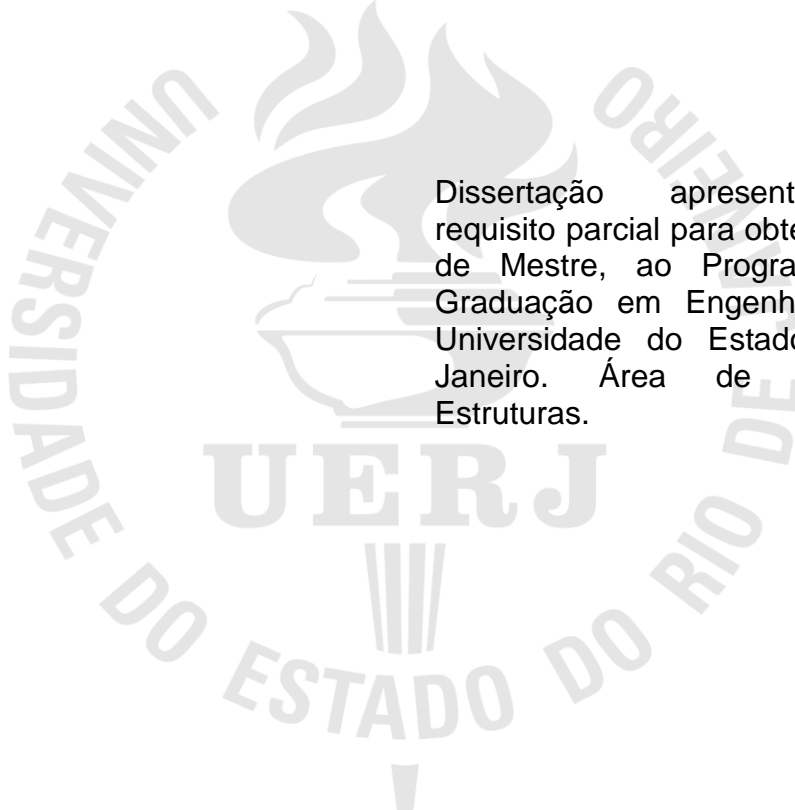
Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias mistas (aço-concreto) submetidas ao tráfego de veículos sobre o pavimento irregular

Rio de Janeiro

2015

Guilherme Santana Alencar

Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias mistas (aço-concreto) submetidas ao tráfego de veículos sobre o pavimento irregular



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2015

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

A368 Alencar, Guilherme Santana.
Análise dinâmica e verificação de obras de arte rodoviárias mistas (aço-concreto) submetidas ao tráfego de veículos sobre o pavimento irregular / Guilherme Santana Alencar. - 2015.
156 f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Estruturas mistas de aço e concreto – Dissertações. 3. Aço - Estruturas - Fadiga - Dissertações. 4. Pontes - Pavimentação - Dissertações. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.016

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

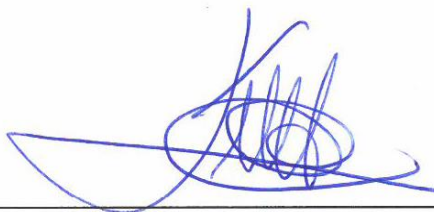
Guilherme Santana Alencar

**Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias mistas
(aço-concreto) submetidas ao tráfego de veículos sobre o pavimento irregular**

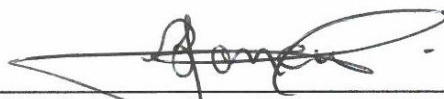
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 28 de maio de 2015.

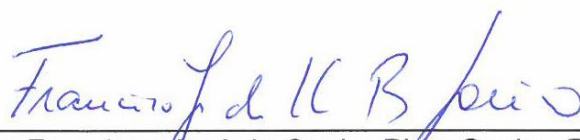
Banca Examinadora:



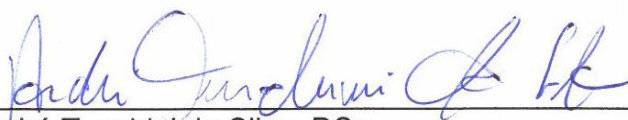
Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, DSc. - Presidente / Orientador
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Paulo Batista Gonçalves, DSc.
Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio



Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro, PhD.
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. André Tenchini da Silva, DSc.
Faculdade de Engenharia - UERJ

Rio de Janeiro

2015

DEDICATÓRIA

A minha família.

AGRADECIMENTOS

A Deus, e Seu Filho, Jesus, pela Sua infinita misericórdia.

A minha esposa, por tanto amor, lealdade e carinho. Pela incansável dedicação, pela compreensão e pelo apoio.

Aos meus pais, por tanta dedicação, amor e carinho. Pelo edifício do lar que construíram, com muito suor e paciência, para que os seus filhos também pudessem ter a possibilidade de fazê-lo, educando-nos com o exemplo.

Ao meu orientador, Professor José Guilherme, pelo exemplo de dedicação, seriedade e organização, pela confiança e pelos conhecimentos.

Ao meu amigo Cássio, e à sua carinhosa família pelo acolhimento, suporte e estima, em especial ao sr. José Machado e esposa. Louvo a Deus pela vida desta família e peço a Ele que continue os abençoando.

Ao meu amigo Leonardo, pela confiança e pelos conhecimentos, além das horas muito produtivas de discussões sobre engenharia estrutural.

Um agradecimento aos Professores Francisco Soeiro e Elvis Chantre e a todos os amigos do PGE CIV, em especial ao Ivis, Fernando, Bruno, Fernanda, Irwing e Rodolfo.

À CAPES pelo apoio financeiro.

O mundo seria melhor se não houvesse tanta gente
prometendo melhorá-lo.

Olavo de Carvalho

RESUMO

ALENCAR, Guilherme Santana. *Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias mistas (aço-concreto) submetidas ao tráfego de veículos sobre o pavimento irregular*. 2015. 156f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

As pontes rodoviárias metálicas e mistas (aço-concreto) são submetidas a um grande número de carregamentos repetitivos de diferentes magnitudes, ao longo do tempo. Estas ações dinâmicas podem causar a nucleação de fraturas ou mesmo a propagação destas sobre o sistema estrutural. A depender da magnitude, estes efeitos podem comprometer o sistema estrutural e a sua confiabilidade, além de reduzir a vida útil das pontes. Assim sendo, neste trabalho de pesquisa foi investigada a resposta dinâmica de uma ponte mista (aço-concreto), simplesmente apoiada, com vão de 40,0 m, submetida ao tráfego de veículos sobre a superfície irregular do pavimento. Para tal um modelo numérico representativo do sistema estrutural foi desenvolvido com base no emprego do programa ANSYS, por meio do uso de técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos. Um estudo paramétrico foi desenvolvido para identificar, de forma qualitativa e quantitativa, o efeito das irregularidades do pavimento sobre o comportamento dinâmico da ponte mista investigada. Em seguida, a verificação do projeto à fadiga do sistema misto foi realizada, com base no emprego do algoritmo de contagem de ciclos *Rainflow* e em curvas S-N associadas às principais normas de projeto sobre o tema. As conclusões deste trabalho de pesquisa alertam aos engenheiros estruturais para a possibilidade concreta acerca do aumento do dano por fadiga, relacionado às ações dinâmicas de veículos trafegando sobre o tabuleiro de pontes em aço e mistas (aço-concreto).

Palavras-chave: Pontes rodoviárias mistas (aço-concreto); Efeito das irregularidades da pista; Modelagem do comportamento dinâmico; Análise de Fadiga.

ABSTRACT

ALENCAR, Guilherme Santana. *Dynamic analysis and fatigue evaluation of steel-concrete composite highway bridges subjected to vehicles traffic on the irregular pavement surface*. 2015. 156f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

Steel and steel-concrete composite highway bridges are currently subjected to dynamic actions with variable magnitudes due to the action of vehicles crossing on the deck. These dynamic actions can generate the nucleation of fractures or even their propagation in the structures. Depending on the magnitude, these effects can compromise the structural system response and the reliability, which may also lead to a reduction of the expected bridge service life. This way, the dynamic response of a steel-concrete composite bridge spanning 40 m was investigated in this work. The computational model, developed for the composite bridge dynamic analysis, adopted the usual mesh refinement techniques present in finite element method simulations, and was implemented in the ANSYS program. A parametric study was performed to identify the effect of vehicle speed and roughness pavement on the investigated bridge dynamic behaviour. The proposed methodology for evaluate the bridge service life to fatigue was based on a linear cumulative damage rule, *Rainflow*-counting algorithm and S-N curves from main design codes. Results of a parametric analysis are presented to verify the extension of the dynamical effects on highway bridges due to vehicles crossing on the irregular pavement surface. The main conclusions of this work focuses on alerting structural engineers to the possibility of increase of fatigue damage, related to steel and composite highway bridges when subjected to vehicle dynamic actions.

Keywords: Steel and composite highway bridges; Roughness pavement surface; Modelling of dynamics behaviour; Fatigue assessment.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Concepção estrutural de ponte mista típica, Whisenhunt (2004).....	20
Figura 2 - Alças de acesso ao Viaduto do Gasômetro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Skyscrapercity (2015).....	21
Figura 3 - Tipos de ciclos de tensão.....	34
Figura 4 - Tensões com amplitude constante.....	35
Figura 5 - Tensões com amplitude variável e aleatória.....	35
Figura 6 - Nucleação de fratura em uma placa fina, Stephen et al. (2001).	36
Figura 7 - Exemplo esquemático de uma curva S-N.....	41
Figura 8 - Analogia em que o <i>Rainflow</i> foi inspirado, Ferreira (2011).	42
Figura 9 - Fluxograma para o cálculo da vida útil à fadiga.....	44
Figura 10 - Curva de resistência à fadiga com tensão limite de fadiga.....	45
Figura 11 - Isométrico do projeto executivo da ponte.....	49
Figura 12 - Seção transversal no apoio. Unidades em milímetros.....	50
Figura 13 - Vista superior do sistema estrutural da ponte. Unidades em mm.....	51
Figura 14 - Estrutura metálica da ponte com representação dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça.....	51
Figura 15 - Vista em corte dos conectores de cisalhamento. Unidades em mm.....	54
Figura 16 - Modelo em elementos finitos, perspectiva completa.....	56
Figura 17 - Modelo em elementos finitos, perspectiva frontal.....	56
Figura 18 - Modelo em elementos finitos, perspectiva frontal ampliada.....	57
Figura 19 - Modelo em elementos finitos, perspectiva inferior.....	57
Figura 20 - Elemento de casca, tipo SHELL63, ANSYS (2010).	58
Figura 21 - Elemento sólido, tipo SOLID45, ANSYS (2010).....	58
Figura 22 - Elemento de viga, tipo BEAM44, ANSYS (2010).....	59
Figura 23 - Elemento de mola linear, tipo COMBIN14, ANSYS (2010).	59
Figura 24 - Função de irregularidade não determinística, Silva (1996).	63
Figura 25 - Exemplo de amostras de irregularidades.....	65
Figura 26 - Dimensões médias de veículos frequentes (ROSSIGALI, 2006).	67
Figura 27 - Distribuição de frequências de classes de veículos relativas ao posto P51, Espírito Santo, excluindo-se as classes leves e utilitários (ROSSIGALI, 2006).	68

Figura 28 - Modelo de veículo simplificado com 4 graus de liberdade.	69
Figura 29 - Silhueta do veículo de carga da classe 2C com dimensões médias.	69
Figura 30 - Modelo de veículo tridimensional com 6 graus de liberdade implementado por Santos (2007).	70
Figura 31 - Carga móvel distribuída e veículo tipo TB-450, NBR 7188 (2013).	73
Figura 32 - Seção transversal do veículo-tipo sobre a ponte.	73
Figura 33 - Deformada da ponte em mm (cargas permanentes).	77
Figura 34 - Deformada da ponte para cargas móveis com impacto em mm (trem-tipo $x=20,0m$).	78
Figura 35 - 1° Modo de vibração (flexão longitudinal): $f_{01} = 2,97$ Hz.	80
Figura 36 - 2° Modo de vibração (torção axial): $f_{02} = 3,67$ Hz.	81
Figura 37 - 3° Modo de vibração (flexão lateral das vigas): $f_{03} = 6,28$ Hz.	82
Figura 38 - 4° Modo de vibração (flexão longitudinal): $f_{04} = 9,67$ Hz.	83
Figura 39 - 5° Modo de vibração (flexão transversal com torção): $f_{05} = 10,84$ Hz.	84
Figura 40 - 6° Modo de vibração (flexão lateral das vigas): $f_{06} = 11,83$ Hz.	85
Figura 41 - Espaçamento entre os veículos do comboio.	86
Figura 42 - Posições dos comboios nas faixas de rodagem.	87
Figura 43 - Nó do deslocamento máximo de acordo com a posição do comboio.	88
Figura 44 - Deslocamentos no nó central no domínio do tempo e da frequência, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio na faixa central, velocidades de 20, 40 e 70 km/h.	89
Figura 45 - Deslocamentos no nó central na viga V4 no domínio do tempo e da frequência, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio em apenas uma faixa lateral, velocidades de 40, 50 e 70 km/h.	90
Figura 46 - Deslocamentos no nó central no domínio do tempo e da frequência, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio nas duas faixas laterais, velocidades de 20, 40 e 70 km/h.	91
Figura 47 - Espectros do deslocamento máximo em relação às velocidades, comboios na faixas laterais.	93
Figura 48 - Espectro do deslocamento máximo em relação às velocidades, comboio em uma faixa lateral.	94
Figura 49 - Histórico de tensões normais em um dado elemento do modelo.	95
Figura 50 - Distribuição de tensões normais nas vigas soldadas em um dado instante para um comboio na faixa lateral.	96

Figura 51 - Tensões normais na viga V3 na ligação entre a mesa inferior e a alma no centro do vão, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio na faixa central, velocidades de 20, 40 e 70 km/h.....	97
Figura 52 - Tensões normais na viga V4 na ligação entre a mesa inferior e a alma no centro do vão, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio em apenas uma faixa lateral, velocidades de 40, 50 e 70 km/h.....	98
Figura 53 - Tensões normais máximas na viga V4 na ligação entre a mesa inferior e a alma no centro do vão, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio nas duas faixas laterais, velocidades de 20, 40 e 70 km/h.	99
Figura 54 - Detalhe tipo representativo do Detalhe 1. Solda de entalhe em bisel duplo com penetração total numa junção em “T”.	110
Figura 55 - Fissura em um <i>cope hole</i> na emenda de uma viga de ponte, Kuehn et al. (2008).....	117
Figura 56 - Exemplos de fissuras por fadiga em vigas soldadas com tratamento inadequado, Lippi (2014).....	131

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetro de fadiga para AASHTO (2012) e Eurocode (2003).....	48
Tabela 2 - Propriedades geométricas da ponte.....	50
Tabela 3 - Propriedades geométricas dos perfis metálicos soldados.....	52
Tabela 4 - Propriedades geométricas das cantoneiras metálicas	52
Tabela 5 - Propriedades geométricas dos enrijecedores	53
Tabela 6 - Propriedades físicas dos materiais aço e concreto	53
Tabela 7 - Parâmetros α e β usados na análise dinâmica	61
Tabela 8 - Classificação das irregularidades do pavimento, coeficiente de amplitude em cm^3 , $\Phi(\omega_0)$, Silva (1996)	64
Tabela 9 - Características dinâmicas do modelo bidimensional simplificado do veículo de carga da classe 2C (SANTOS, 2007).	71
Tabela 10 - Comparação dos esforços de momento diversos autores.	76
Tabela 11 - Comparação dos esforços cortantes diversos autores.....	77
Tabela 12 - Frequências naturais obtidas, diferentes métodos de análise.....	79
Tabela 13 - Média diária de tráfego e numero de ciclos, Pinho e Belley (2007).....	101
Tabela 14 - Descrição dos detalhes construtivos analisados	102
Tabela 15 - Classificação dos principais detalhes construtivos.....	103
Tabela 16 Classificação e parâmetros da curva S-N dos conectores.	103
Tabela 17 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio na faixa central, pavimento ruim quanto às irregularidades	104
Tabela 18 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio na faixa central, pavimento bom quanto às irregularidades	105
Tabela 19 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio em uma faixa lateral, pavimento ruim quanto às irregularidades	106
Tabela 20 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio em uma faixa lateral, pavimento bom quanto às irregularidades	107
Tabela 21 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento ruim quanto às irregularidades	108
Tabela 22 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento bom quanto às irregularidades	109

Tabela 23 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio na faixa central, pavimento ruim quanto às irregularidades	111
Tabela 24 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio na faixa central, pavimento bom quanto às irregularidades	112
Tabela 25 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio em uma faixa lateral, pavimento ruim quanto às irregularidades	113
Tabela 26 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio em uma faixa lateral, pavimento bom quanto às irregularidades	114
Tabela 27 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento ruim quanto às irregularidades	115
Tabela 28 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento bom quanto às irregularidades	116
Tabela 29 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio na faixa central, pavimento ruim quanto às irregularidades	118
Tabela 30 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio na faixa central, pavimento bom quanto às irregularidades	119
Tabela 31 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio em uma faixa lateral, pavimento ruim quanto às irregularidades	120
Tabela 32 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio em uma faixa lateral, pavimento bom quanto às irregularidades	121
Tabela 33 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento ruim quanto às irregularidades	122
Tabela 34 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento bom quanto às irregularidades	123
Tabela 35 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio na faixa central, pavimento ruim quanto às irregularidades	125
Tabela 36 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio na faixa central, pavimento bom quanto às irregularidades	126
Tabela 37 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio em uma faixa lateral, pavimento ruim quanto às irregularidades	127
Tabela 38 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio em uma faixa lateral, pavimento bom quanto às irregularidades	128
Tabela 39 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento ruim quanto às irregularidades	129

Tabela 40 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento bom quanto às irregularidades	130
Tabela 41 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio na faixa central, pavimento ruim quanto às irregularidades	133
Tabela 42 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio na faixa central, pavimento bom quanto às irregularidades	134
Tabela 43 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio em uma faixa lateral, pavimento ruim quanto às irregularidades	135
Tabela 44 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio em uma faixa lateral, pavimento bom quanto às irregularidades	136
Tabela 45 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento ruim quanto às irregularidades	137
Tabela 46 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento bom quanto às irregularidades	138

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
PUC	Rio Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
NBR	Norma Brasileira
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
Eurocode	European Standard
cm	Centímetro
f(Hz)	Frequência em Hertz
f	Frequência de excitação
g	Gravidade
Hz	Hertz
kN	Kilonewton
kN/m ²	Kilonewton por metro quadrado
m ³	Metro cúbico
m ²	Metro quadrado
MEF	Método dos elementos finitos
min	Minutos
MPa	Megapascal
N	Newton
N/m ²	Newton por metro quadrado
T	Período da atividade em (s)
seg	Segundos
N ^o	Número
Δt	Intervalo de tempo

LISTA DE SÍMBOLOS

D	Taxa de dano acumulado
k	Nº de diferentes níveis de tensão numa sequência de carregamento
n	Nº de ciclos de tensão com determinada amplitude
N	Nº de ciclos de tensão necessários para ocorrer falha
E	Módulo de elasticidade
$\Delta\sigma$	Faixa de variação de tensão normal
A	Parâmetro de fadiga, de modo a determinar a curva S-N
$\Delta\sigma_C$	Resistência à fadiga para 2×10^6 de ciclos, Eurocode (2003)
$\Delta\tau$	Faixa de variação de tensão cisalhante, Eurocode (2003)
$\Delta\tau_C$	Resistência à fadiga para 2×10^6 de ciclos, Eurocode (2003)
m	Parâmetro associado a inclinação das curvas
f_y	Tensão de escoamento
f_u	Tensão última
f_{ck}	Resistência característica a compressão do concreto
M	Matriz de massa
K	Matriz de rigidez
ξ_i	Taxa de amortecimento do modo i
ω_{0i}	Frequência natural circular do modo i
f_{0i}	Frequência natural do modo i
V	velocidade
φ	ângulo de fase
ϕ	modo de vibração
ξ_p	fração de amortecimento
$\Phi(\omega_0)$	coeficiente de amplitude
$v_{bMÁX}$	Amplitude máxima

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
Revisão Bibliográfica	22
Motivação	30
Objetivos	31
Organização do trabalho	31
1 PROJETO À FADIGA	33
1.1 Introdução	33
1.2 Fadiga estrutural	34
1.2.1 Aspectos conceituais	34
1.2.2 Formação de fissuras	36
1.2.3 Regimes de fadiga	37
1.2.4 Danos cumulativos por fadiga	37
1.2.5 Vida útil segura e tolerância ao dano	39
1.2.6 Curvas S-N	40
1.2.7 Método para contagem de ciclos	41
1.2.8 Métodos de avaliação de fadiga	43
1.2.9 Tensão limite de fadiga	44
1.3 Normas de projeto	45
1.3.1 AASHTO - LRFD Bridge Design Specifications	46
1.3.2 Eurocode 3 parte 9	47
1.3.3 Descrição das curvas de resistência à fadiga adotadas	47
2 PROJETO ESTRUTURAL	49
2.1 Introdução	49
2.2 Modelo estrutural da ponte	49
2.3 Especificação dos conectores de cisalhamento	54
3 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL	55
3.1 Introdução	55
3.2 Modelo Numérico Computacional	55
3.3 Modelagem do amortecimento estrutural	60
3.4 Modelagem das irregularidades do pavimento	62

4 MODELAGEM MATEMÁTICA DOS VEÍCULOS.....	66
4.1 Introdução.....	66
4.2 Veículos de carga reais.....	66
4.2.1 Nomenclatura do Quadro de Fabricantes de Veículos (QFV-2012)	66
4.2.2 Principais classes de veículos	67
4.3 Modelo matemático dos veículos	68
4.3.1 Características dinâmicas do modelo de veículo de carga da classe 2C	70
5 ANÁLISE ESTÁTICA DA PONTE	72
5.1 Introdução.....	72
5.2 Carregamentos adotados	72
5.2.1 Cargas Permanentes.....	72
5.2.2 Cargas Móveis	72
5.3 Definição das cargas móveis para análise estática	73
5.4 Coeficientes de amplificação dinâmica segundo a NBR 7188 (2013).....	74
5.4.1 Coeficiente de impacto vertical.....	74
5.4.2 Coeficiente de número de faixas	74
5.4.3 Coeficiente de impacto adicional.....	75
5.4.4 Coeficientes de ponderação das cargas verticais (NBR 7188, 2013)	75
5.5 Resultados da Análise Estática	76
5.5.1 Esforços atuantes.....	76
5.5.2 Deslocamentos translacionais verticais.....	77
5.5.3 Considerações finais sobre a análise estática.....	78
6 ANÁLISE MODAL - AUTOVALORES E AUTOVETORES	79
6.1 Análise das frequências naturais e modos de vibração	79
7 ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA ESTRUTURAL	86
7.1 Introdução.....	86
7.2 Estudo do comportamento geral	88
7.3 Avaliação dos espectros de resposta de projeto	93
8 VERIFICAÇÃO À FADIGA	95
8.1 Introdução.....	95
8.2 Avaliação dos históricos de tensão de projeto	95
8.3 Especificação do número de ciclos de referência	101
8.4 Classificação dos detalhes construtivos	101
8.4.1 Classificação dos conectores de cisalhamento	103

8.5 Análise de fadiga do Detalhe 1 - solda de topo entre a alma e a mesa	104
8.6 Análise de fadiga do Detalhe 2 - solda próxima a um furo	111
8.7 Análise de fadiga do Detalhe 3 - material base dos conectores soldados.	118
8.8 Análise de fadiga do Detalhe 4 - solda nos enrijecedores transversais.....	125
8.9 Análise de fadiga do Detalhe 5 - conectores tipo pino com cabeça	132
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS	140
9.1 Introdução	140
9.2 Conclusões	140
9.2.1 Análise estática	140
9.2.2 Análise Modal.....	141
9.2.3 Análise dinâmica (vibração forçada)	142
9.2.4 Análise de fadiga.....	143
9.3 Sugestões para trabalho futuros	145
REFERÊNCIAS.....	146

INTRODUÇÃO

Atualmente, as pontes rodoviárias caminham para soluções cada vez mais arrojadas, as quais aliam a experiência e o conhecimento dos engenheiros estruturais à utilização de novos materiais e tecnologias construtivas, em consonância com o avanço crescente das investigações científicas desenvolvidas neste campo de estudo. As obras de arte rodoviárias têm-se tornado, nos últimos anos, progressivamente mais leves e esbeltas e, pelo fato de estarem submetidas a ações dinâmicas, como o tráfego de comboios de veículos, requerem cada vez mais uma gama maior de conhecimentos teóricos associados à análise do comportamento dinâmico do sistema estrutural utilizado.

Em projetos de pontes rodoviárias, as consequências dos efeitos dinâmicos oriundos do tráfego dos comboios de veículos sobre o tabuleiro têm sido geralmente consideradas através de um coeficiente de impacto que é determinado, na maioria dos regulamentos, exclusivamente com base no vão da estrutura, sendo aplicado sobre as cargas estáticas de projeto. Esta simplificação ignora outros fatores relevantes que tem influência no problema dinâmico, tais como a massa, o amortecimento e a rigidez dos veículos e da própria ponte, e não reflete a realidade física do problema de maneira adequada. Assim sendo, tem-se observado que, em condições de tráfego normal, algumas pontes podem atingir um nível de vibração que compromete significativamente a vida útil da obra de arte.

Cabe ressaltar, também, que a observação dos tabuleiros das pontes rodoviárias no Brasil, em condições de serviço, revela, com frequência, situações de desgaste prematuro dos pavimentos e dos elementos estruturais, o que pode ser uma indicação de critérios pouco conservativos. Assim sendo, a questão mais pertinente que se coloca em relação às pontes existentes é relativa à escolha da intervenção mais adequada, isto é, a opção entre reformar ou reconstruir. Esta decisão nunca é simples porque acarreta em implicações ambientais e econômicas significativas e de avaliação complexa. Entretanto, tal decisão pode ser mais bem fundamentada, sob o ponto de vista qualitativo e quantitativo, ao se investigar o comportamento dinâmico da obra de arte, com base no desenvolvimento de modelos numéricos refinados da estrutura.

Além disso, a prática normalmente corrente de considerar o carregamento do tráfego de comboios de veículos como uma ação de natureza estática tende a minorar os efeitos das ações dinâmicas sobre o sistema estrutural da ponte, ignorando completamente o seu caráter cíclico. Estruturas submetidas a ações cíclicas, sob uma carga inferior à carga máxima suportada pelo material, estão sujeitas ao fenômeno da fadiga. A consideração adequada deste aspecto mostra-se fundamentalmente importante para correta avaliação dos níveis de esforços solicitantes do sistema estrutural e, bem como, para a identificação de fenômenos importantes como o da fadiga, que pode vir a provocar a ruptura de componentes estruturais sem aviso prévio ou motivo aparente.

São diversas as concepções estruturais possíveis para superestruturas de pontes ou viadutos, como por exemplo: vigas de alma cheia, treliças, vigas em caixão, pórticos, arcos, vigas mistas e suspensas por cabos (estaiadas ou pênséis), sendo que a presente dissertação concentra-se na modelagem numérica do comportamento dinâmico de pontes mistas de aço-concreto, cujo sistema estrutural constitui-se de tabuleiro de concreto e longarinas metálicas com sistema de travejamento transversal (transversinas, sistemas treliçados, diafragmas, etc.), conforme pode ser visualizado na Figura 1, a estrutura metálica de uma ponte a aguardar a colocação do tabuleiro de concreto.



Figura 1 - Concepção estrutural de ponte mista típica, Whisenhunt (2004).

Atualmente, existe no Rio de Janeiro uma série de obras que compõem um programa da Prefeitura para revitalização da Zona Portuária, intitulado Porto Maravilha. Dentre essas obras, mostram-se aqui as novas alças de acesso ao Viaduto do Gasômetro, em razão da concepção estrutural estar relacionada a este trabalho. Fotos da estrutura podem ser visualizadas na Figura 2.



Figura 2 - Alças de acesso ao Viaduto do Gasômetro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Skyscrapercity (2015).

Trata-se de um viaduto em estrutura mista (aço-concreto), isto é, um tabuleiro de concreto unido a longarinas metálicas e um sistema de travejamento transversal em diafragmas com formato do tipo “x”. A obra foi concluída em 2012, e o peso total de aço utilizado correspondeu a 1.800 toneladas.

Revisão Bibliográfica

Os efeitos das ações dinâmicas e o tempo de vida útil de obras de arte rodoviárias tem sido fonte de inúmeras investigações desde meados do século XIX, em virtude do avanço da tecnologia e projeto dos veículos, caracterizado nesse aspecto pelo aumento do peso e da velocidade destas viaturas. Desta forma, a comunidade científica que estuda o problema, baseada no refinamento dos modelos numérico-computacionais empregados para a análise da resposta dinâmica e verificação à fadiga das pontes e viadutos, tem consciência da absoluta importância do tema, especialmente no que diz respeito aos efeitos produzidos pelas irregularidades superficiais sobre o comportamento estrutural dos tabuleiros rodoviários. Ressalta-se, ainda, que o caráter não determinístico dessas irregularidades passou a ter destaque na modelagem das mesmas, de forma que os modelos numéricos traduzam o problema de maneira mais realista com relação às situações práticas de projeto. Dentro deste contexto, são apresentados a seguir inúmeros trabalhos que refletem a relevância do assunto.

Chompooming e Yener (1993) fizeram uma análise do problema da interação veículo-ponte em que são considerados os efeitos dinâmicos causados pelo salto do veículo devidos às irregularidades da pista e a variação de velocidade do veículo. Exemplos numéricos, ilustrando a influência de irregularidades da pista e desaceleração do veículo na resposta dinâmica de estruturas de pontes, são apresentados.

Wang e Huang (1992 e 1993) e Wang et al. (1992 e 1994) apresentaram cinco trabalhos que possuem como objetivo comum o estudo da resposta dinâmica de tabuleiros rodoviários. Os modelos estruturais descrevem diversos tipos de pontes, tais como simplesmente apoiadas, contínuas, estaiadas e em quadro rígido. Dependendo da modelagem, são utilizados elementos finitos de barra ou de cabo. Os veículos foram modelados como sistemas de massa-mola-amortecedor de 7 e 12 graus-de-liberdade. São levados em conta, na análise, os efeitos dinâmicos produzidos pelas irregularidades da pista, as quais são geradas segundo modelo não determinístico com base na densidade espectral do pavimento proposta por Braun (1966 e 1969) apud Amorim (2007), destacando que a força dinâmica devida a essas irregularidades é calculada levando-se em consideração a flexibilidade da

ponte. Este conjunto de trabalhos atende a um projeto junto ao departamento de transportes do estado da Flórida, EUA, para avaliar o desempenho de diversos sistemas estruturais de pontes rodoviárias com pistas irregulares submetidas ao tráfego de veículos.

Nowak (1994) desenvolveu um modelo baseado em uma simulação analítica do comportamento real da ponte. Os resultados indicaram que as cargas dinâmicas não dependem somente do vão, mas também da rugosidade da superfície rodoviária e das características dinâmicas do veículo.

Chang e Lee (1994) investigaram o comportamento dinâmico de pontes rodoviárias simplesmente apoiadas submetidas ao tráfego de veículos sobre a superfície irregular do tabuleiro. Um modelo apropriado para o veículo é proposto com base na comparação da resposta dinâmica da ponte, a qual é submetida ao tráfego de quatro modelos distintos de veículos: força constante e massa constante, ambos sem considerar as características dinâmicas do veículo; e, ainda, veículo com uma ou duas massas, os quais levam em conta os efeitos dinâmicos da suspensão. São considerados nessa investigação os efeitos provenientes das irregularidades da pista, as quais são concebidas segundo modelo não determinístico baseado na densidade espectral do pavimento. Finalmente, com base em uma análise paramétrica, em que são variados o vão da ponte, a velocidade do veículo e a qualidade da pista, os coeficientes de impacto obtidos neste trabalho são comparados com os especificados pelas normas vigentes.

Henchi et al. (1997) analisou a resposta dinâmica da estrutura sob um comboio de cargas móveis. Alguns resultados do fator de amplificação dinâmico são mostrados também como uma função da velocidade das cargas móveis.

Silva (1996) avaliou os efeitos das irregularidades superficiais sobre o comportamento dos tabuleiros rodoviários, mediante estudo paramétrico. Respalado nos resultados obtidos, foi proposto um coeficiente de majoração de esforços estáticos que considera todas as ações dinâmicas verticais provenientes dos veículos, inclusive as irregularidades da pista. O estudo paramétrico, segundo Silva (1996), foi conduzido com base na implementação computacional da metodologia de análise no domínio do tempo, com a finalidade básica de avaliar os efeitos dinâmicos provenientes de perfil irregular do pavimento ocasionado pelo desgaste da superfície de rolamento ao longo do tempo, sobre o comportamento estrutural de pontes rodoviárias. A resposta dinâmica do sistema veículo-viga foi

obtida mediante integração das equações de movimento, no domínio do tempo, considerando-se, exclusivamente, a excitação produzida pela interação entre os pneus dos veículos do comboio e a superfície irregular do tabuleiro. A distribuição do perfil irregular da pista foi considerada segundo modelo randômico com base na densidade espectral do pavimento. Pela análise dos resultados, percebe-se que o coeficiente de majoração dos efeitos estáticos não abrangeu todas as ações dinâmicas verticais provenientes dos veículos, inclusive as irregularidades pista, visto que estas últimas geraram esforços dinâmicos significativamente maiores em relação aos efeitos estáticos.

Klinsky (1999) realizou uma análise numérica por elementos finitos de pontes em vigas mistas, com não linearidade geométrica da estrutura e não linearidade física das vigas de aço. O trabalho destaca-se por estudar a redundância de modelos de pontes com fratura nas vigas de aço ocasionada pelo processo da fadiga. Foram modeladas fraturas em pontes de 16 e 24 m de vão, através da introdução de uma descontinuidade no meio do vão. A abertura da fissura modelada foi de 2 mm, estendendo-se por toda a altura da alma da viga, com exceção de 10 cm sem fissurar na região superior desta. Os modelos foram submetidos a cargas móveis de trem-tipo da classe 45 (NBR 7188, 1984). As conclusões do trabalho versam sobre a capacidade que um tabuleiro em viga mista possui para continuar oferecendo segurança e estabilidade após um estado avançado de fissuração por fadiga para os modelos investigados.

Ferreira (1999) apresentou um procedimento simplificado para análise dinâmica da superestrutura de pontes, estudando a excitação provocada pela passagem de veículos, com a finalidade de avaliar os danos provocados pela fadiga em pontes com estrutura mista. Na modelagem simplificada para análise dinâmica, as formas modais de vibração da estrutura foram utilizadas para se construir um modelo unifilar da estrutura da ponte no seu eixo de simetria longitudinal. Neste modelo simplificado de análise, as formas modais naturais de vibração foram substituídas por outras equivalentes às de flexão vertical e a de torção axial. Dessa forma Ferreira (1999), pôde, a partir das respostas dinâmicas em termos dos deslocamentos, determinar as faixas de variação de tensão em certos pontos da estrutura. Assim sendo, utilizando curvas S-N, Ferreira (1999) determinou a vida útil e os danos acumulados para algumas ligações.

Zhang et al. (2001) analisaram os fatores de amplificação dinâmicos e as cargas equivalentes uniformemente distribuídas provenientes de tráfegos eventuais em pontes, onde foram simulados dois tipos de irregularidades: aleatórias e não aleatórias. Na análise dos resultados foram considerados dois tipos de tráfego: livre e congestionado, determinando expressões analíticas para o cálculo do fator de amplificação dinâmico e características do espectro de resposta para pontes fracamente amortecidas com diversas condições de contorno, submetidas à passagem de cargas móveis com velocidade constante.

Savin (2001) deduziu expressões analíticas para o cálculo do fator de amplificação dinâmico e características do espectro de resposta para pontes fracamente amortecidas com diversas condições de contorno, submetidas a passagem de cargas móveis com velocidade constante.

Fisher et al. (2001) fez estudos sobre estruturas de pontes flexíveis, com baixa frequência natural e, portanto, susceptíveis a faixas de tensão com altos valores de amplitude e detectaram muitos casos de fratura por fadiga devido a carregamentos de vento.

Calçada (2001) e Calçada et al. (2002 e 2005) desenvolveram inúmeras metodologias de análise, no que diz respeito à modelagem dos veículos (rodoviários e ferroviários) e das irregularidades, para a avaliação dos efeitos dinâmicos decorrentes da atuação de cargas de tráfego (rodoviário e ferroviário) em pontes, seja por via experimental ou numérica. Em seus trabalhos de pesquisa foram desenvolvidos ensaios de vibração ambiental, ensaios de carga estáticos e dinâmicos sobre inúmeras obras de arte, tal como na ponte Salgueiro Maia sobre o Rio Tejo em Santarém (Portugal).

Greco e Santini (2002) desenvolveram uma análise paramétrica na qual apresentaram a eficácia dos coeficientes de amortecimento na redução das amplitudes das respostas dinâmicas. Um estudo comparativo entre as respostas exatas, obtidas mediante uma análise modal complexa, e as aproximações destas, fornecidas por uma análise modal clássica, apresentou diferenças significativas, nas quais as respostas exatas possuem maiores valores do que as suas aproximações.

Liu, Huang e Wang (2002) investigaram a influência da superfície irregular do tabuleiro rodoviário sob o tráfego de veículos pesados, simulados por cargas móveis elevadas. Quatro comprimentos de ponte em concreto protendido foram analisados e quatro tipos comuns de veículos foram selecionados para a modelagem

tridimensional. A superfície irregular da ponte foi baseada em um processo randômico ao longo da direção transversal do pavimento. Os resultados concluem a respeito da influência da velocidade, da geometria da ponte, e do peso dos veículos, em conjunto com as irregularidades da pista sobre o fator de impacto dinâmico.

Silva (2002) apresentou uma metodologia de análise com o objetivo de avaliar os efeitos dinâmicos provenientes da interação entre os pneus dos veículos e as irregularidades do pavimento, definidas a partir de um modelo probabilístico. A resposta do sistema veículo-ponte foi obtida a partir de um modelo estatístico no domínio do tempo. O tabuleiro foi concebido por elementos finitos unilineares e massas discretizadas nos nós, os veículos por sistemas de massas, molas e amortecedores, e as irregularidades da pista foram definidas por um modelo não determinístico com base na densidade espectral do perfil do pavimento. Conclusões importantes sobre aspectos quantitativos e qualitativos referentes aos efeitos de irregularidades superficiais no tabuleiro e sobre o comportamento de pontes rodoviárias submetidas a passagem de veículos foram apresentadas.

Fu e Lu (2003) estudaram a importância de utilizar uma análise não linear por elementos finitos na modelagem de pontes mistas (aço-concreto). Os autores fizeram comparações entre deformações medidas em campo de uma ponte contínua de dois vãos e deformações teóricas obtidas tanto de uma análise não linear por elementos finitos como de uma análise tradicional pelo método da seção transformada. Fu e Lu (2003) observaram que o tabuleiro de concreto, sob cargas de serviço, possui comportamento não linear, enquanto o método da seção transformada assume que o tabuleiro de concreto é linear-elástico. Foram utilizados elementos de placa para modelar as mesas das longarinas e elementos com estado de tensões plano para as almas. Os conectores de cisalhamento foram modelados com elementos de barra de comprimento nulo que vinculavam às longarinas ao tabuleiro. Fu e Lu (2003) concluíram que a análise não linear com elementos finitos produziu resultados mais próximos dos resultados experimentais do que o método da seção transformada.

Pravia (2003) fez uma complementação ao estudo de Ferreira (1999), com foco em diferentes alternativas para avaliar a estabilidade de pontes fraturadas, possibilitando, para o projeto de novas pontes, um modelo adequado para tratar o problema da fadiga de maneira correta. Para alcançar esses objetivos, Pravia (2003) fez uma compilação extensiva do estado da arte, das técnicas e procedimentos para

definir a vida útil de uma ponte, envolvendo temas tais como: a obtenção de esforços através de análises dinâmicas, técnicas de contagem de ciclos de tensões, assim como o emprego criterioso de regras de dano acumulado combinadas com curvas S-N ou, alternativamente, a aplicação dos procedimentos decorrentes da teoria da mecânica da fratura. Com seu trabalho, Pravia (2003) observou que os problemas de fraturas, principalmente no enfoque da mecânica da fratura, são tratados de maneira isolada, em geral associados a problemas clássicos da elasticidade e da plasticidade e não a um problema prático da dinâmica estrutural.

Nassif e Liu (2004) analisaram a resposta dinâmica de pontes, empregando um modelo tridimensional para a avaliação da interação ponte-pavimento-veículo. As viaturas são idealizadas como sistemas tridimensionais com onze graus de liberdade, possuindo um conjunto de suspensões e pneus de comportamento não linear. As irregularidades do pavimento são geradas através de um processo Gaussiano randômico. Os resultados mostram que o fator de amplificação dinâmico é fortemente dependente da qualidade da superfície do pavimento, da suspensão do veículo e da geometria da ponte.

Law e Zhu (2004 e 2005) avaliaram o comportamento dinâmico de pontes submetidas à passagem de veículos. Law e Zhu (2004) analisaram o comportamento dinâmico de pontes de concreto armado danificadas submetidas à passagem de veículos. Estes são modelados como massas se deslocando sobre o tabuleiro da ponte ou como sistemas com quatro graus de liberdade. Os efeitos de diversos parâmetros, como a velocidade dos veículos e a qualidade da superfície do pavimento, são considerados em suas análises. Law e Zhu (2005) avaliaram o comportamento dinâmico de tabuleiros contínuos com seção não uniforme, sobre apoios elásticos, submetidos à passagem de veículos. Nesta análise, é considerada a interação entre a estrutura, a irregularidade do pavimento e os veículos, sendo estes modelados como cargas móveis com espaçamento fixo. O efeito da frenagem dos veículos sobre a ponte também é considerado neste trabalho.

Almeida (2006) apresentou novo estudo paramétrico, propondo uma metodologia de análise da resposta dinâmica, deslocamentos e esforços, de pontes rodoviárias devido à travessia de comboios de diversos tipos de veículos sobre o tabuleiro irregular dessas obras de arte. O autor avaliou os efeitos dinâmicos provenientes das irregularidades superficiais existentes no tabuleiro sobre o comportamento das pontes rodoviárias através de metodologia de análise

desenvolvida no domínio do tempo de acordo com um modelo estatístico. O modelo matemático foi concebido de forma a simular o conjunto do veículo e do tabuleiro, onde a participação da massa e da rigidez dos veículos foi considerada na definição das frequências do conjunto e, conseqüentemente, a força de interação entre os veículos e a ponte é afetada pela flexibilidade desta. Simula-se o tabuleiro das obras de arte por uma viga modelada com base em elementos finitos de barra unidimensionais e discretizada com massas concentradas e flexibilidade distribuída. Os veículos são simulados por sistemas de massas, molas e amortecedores. As irregularidades da pista foram definidas por um modelo matemático não determinístico, com base na densidade espectral do perfil do pavimento, obtida experimentalmente.

Rossigali (2006) estudou a durabilidade e o comportamento de pavimentos e obras de arte rodoviárias, considerando-se projetos com modelos de cargas móveis, definidos por estudos probabilísticos, de forma a produzirem efeitos similares ao do tráfego de veículos reais, obtidos através da análise dos dados de tráfego rodoviário publicados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Ainda no trabalho do presente autor, foram geradas análises de projetos reais de pontes rodoviárias em concreto armado, avaliando-se a influência da qualidade do pavimento na magnitude da resposta dinâmica da estrutura.

Amorim (2007) avaliou a resposta dinâmica de pontes rodoviárias com pavimentos irregulares, comparando-a com a metodologia de projeto proposta pela NBR 7187 (2003). Para tal, ele fez uma análise semelhante à de Almeida (2006), considerando para análise apenas dois tipos de veículos (TB-12 e TB-45) e estudou as respostas dinâmicas de dois modelos estruturais existentes.

Leitão (2009) propôs um método de verificação à fadiga de pontes rodoviárias mistas em aço-concreto, com base na regra de Palmgren-Miner e no algoritmo de contagem de ciclos *Rainflow*, para pavimentos com irregularidade excelente, através do estudo dinâmico de uma ponte mista (aço-concreto) modelada em elementos finitos no software ANSYS (2010), sob uma carga 3D sistemática, de dois eixos, estimando-se a vida útil à fadiga para diferentes tipos de comboios.

Ahi (2009) desenvolveu um trabalho similar ao de Leitão (2009), porém em uma ponte de concreto armado. Foi realizada a avaliação da vida útil à fadiga sob o efeito do peso de veículos de três eixos em diferentes configurações de comboios.

Hajjar, Krzmarzick e Pallarés (2009), mediram o comportamento de viga “I” mista curva. Oito caminhões de 320 kN foram colocados na ponte em 43 modelos de carregamento estático e 13 de carregamento dinâmico. Os resultados foram comparados com aqueles obtidos a partir de análises lineares-elásticas de grelhas.

Guo, Frangopol e Chen (2012) elaboraram um modelo avançado de carga de tráfego com base em dados de pesagem em movimento. Esse modelo leva em conta as incertezas associadas com o número de eixos, carga por eixo, distância entre eixos e posição transversal dos veículos. Combinando o modelo de carga de tráfego com uma análise probabilística de elementos finitos, foi proposta uma abordagem para avaliar os níveis de confiabilidade à fadiga de detalhes de ponte de aço. Os resultados foram calculados de acordo com os resultados obtidos a partir dos dados monitorados. Os autores sugeriram usar a metodologia proposta como uma ferramenta para acompanhar e obter os níveis de confiabilidade à fadiga associado aos detalhes de ponte sensíveis que não são monitorados.

Albuquerque et al. (2012 e 2013) desenvolveram uma metodologia para análise de fadiga de pontes utilizando-se a mecânica da fratura. A metodologia foi empregada para verificação à fadiga de uma ponte ferroviária de grandes dimensões. Os autores demonstraram ser viável a realização de estudos de fadiga com base em metodologias baseadas na mecânica da fratura, as quais requerem um refinamento adequado das malhas de elementos finitos.

Zhang, Cai e Pan (2013) analisaram a importância de um modelo em elementos finitos para avaliar o desempenho estrutural de pontes sob cargas dinâmicas, como por exemplo, as vibrações induzidas pelo vento para o período de tempo e os impactos dinâmicos dos veículos. O trabalho apresentou uma modelagem em escala múltipla e um sistema de simulação baseado em material ortotrópico equivalente que é capaz de considerar o refinamento dos detalhes estruturais. Os resultados representaram aqueles obtidos a partir do modelo original com geometria materiais reais.

Martins (2014) analisou o comportamento dinâmico e a vida útil à fadiga de uma ponte em concreto armado sobre o rio Muqui do Sul, Espírito Santo, através de técnicas usuais de discretização pelo método dos elementos finitos. O modelo estrutural consistiu de uma ponte de concreto armado de duas longarinas e cinco transversinas, três no vão central e duas sobre os apoios, mais um tabuleiro de concreto. O modelo foi submetido a carregamento dinâmico, composto de comboios

semi-infinitos de veículos deslocando-se com velocidade constante. As conclusões do trabalho referem-se à análise da resposta dinâmica e vida útil à fadiga da ponte.

Silva (2014) desenvolveu um modelo numérico em elementos finitos de uma ponte em estrutura mista (aço-concreto), localizada em Teresópolis, Rio de Janeiro, denominada Ponte Providência. A partir deste modelo, Silva (2014) estudou o comportamento dinâmico e a vida útil à fadiga desta obra de arte. O modelo consistiu de um sistema estrutural misto com interação total entre as vigas metálicas e o tabuleiro de concreto, além de transversinas metálicas conectando as vigas principais. A ponte foi submetida a diversos modelos de carregamentos dinâmicos para análise à fadiga, descritos em diferentes normas internacionais. O modelo de carregamento dinâmico que gerou os maiores esforços dinâmicos foi o veículo de 490 kN do Eurocode 3 (2003). No que tange à estimativa da vida útil à fadiga da obra de arte investigada, os valores encontrados ficaram muito acima daqueles prescritos nas normas AASHTO (2012), Eurocode 3 (2003) e NBR 8800 (2008), pelo que o autor concluiu que houve possivelmente um dimensionamento conservativo.

Leitão (2014) propôs uma metodologia para verificação à fadiga de pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto), sendo que foi desenvolvido um modelo numérico de uma obra de arte com este tipo de concepção estrutural. Foram gerados carregamentos dinâmicos compostos de comboios de veículos semi-infinitos sobre o pavimento irregular da ponte, com diferentes níveis de qualidade do pavimento. A modelagem destacou-se ao empregar uma análise não linear por elementos finitos com consideração da interação parcial entre os conectores de cisalhamento e o tabuleiro de concreto, em face de uma análise linear-elástica clássica com interação total. As conclusões alcançadas versam acerca dos impactos na vida útil de serviço dos elementos estruturais de pontes de aço e mistas (aço-concreto) causados pelo tráfego de veículos sobre o pavimento irregular.

Motivação

A avaliação do desempenho de estruturas de engenharia civil ao longo da sua vida útil é fundamental, não apenas para a validação dos modelos e metodologias de dimensionamento dessas estruturas, mas também para a prevenção de situações

de risco acrescido devido a efeitos de deterioração dos materiais. Em especial as obras de arte rodoviárias, cuja utilização representa dimensão social relevante.

Cabe ressaltar, também, que a observação dos tabuleiros das pontes rodoviárias no Brasil, em condições de serviço, revela, com frequência, situações de desgaste prematuro dos pavimentos e dos elementos estruturais. A avaliação das estruturas de pontes pode, portanto, ser muito mais bem fundamentada, sob o ponto de vista qualitativo e quantitativo, se apoiada sobre investigações acerca do comportamento dinâmico da obra de arte, com base no desenvolvimento de modelos numéricos computacionais.

Objetivos

O objetivo desta dissertação de mestrado consiste na modelagem do comportamento dinâmico e, bem como, verificação do projeto à fadiga de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto). Para tal, será considerado o efeito dinâmico proveniente da interação dos pneus dos veículos com as irregularidades da pista, definidas com base em modelo não determinístico. Desta forma, emprega-se uma metodologia de análise, respaldada pelo desenvolvimento de um modelo numérico tridimensional, para avaliação da resposta dinâmica de tabuleiros de pontes e viadutos rodoviários em aço e mistos (aço-concreto). Adicionalmente, objetivou-se comparar os valores dos deslocamentos e tensões obtidas ao longo da análise e suas respectivas faixas de variação, a partir da variação paramétrica da velocidade dos veículos e da qualidade do pavimento, de forma a estudar o dano acumulado, bem como, a vida útil da estrutura focando aspectos concernentes à fadiga.

Organização do trabalho

Na introdução faz-se uma abordagem prévia do assunto aqui estudado. Inicialmente, mostra-se a relevância do mesmo no atual estágio de desenvolvimento. Posteriormente, apresenta-se o histórico do assunto, indicando-se diversos

trabalhos, com seus respectivos autores, que contribuíram para o desenvolvimento do conhecimento a respeito da análise dinâmica de pontes e viadutos. A seguir, são apresentados os objetivos a serem alcançados neste estudo.

No primeiro capítulo faz-se uma explanação sobre os fundamentos teóricos de uma análise de fadiga em estruturas metálicas, a metodologia empregada para o cálculo da vida útil de serviço de uma estrutura e as normas de projeto utilizadas.

No segundo capítulo são apresentadas as características de um projeto exemplo encontrado na bibliografia técnica de uma ponte rodoviária mista (aço-concreto), obra de arte investigada por esta dissertação.

No terceiro capítulo são apresentadas as características do modelo numérico-computacional da estrutura da ponte mista (aço-concreto). É descrita a técnica empregada na modelagem do amortecimento da estrutura, bem como a função adotada para gerar as irregularidades superficiais do pavimento e os perfis de irregularidades utilizados na análise. Neste capítulo também é detalhada a estratégia de carregamento dos comboios de veículos.

No quarto capítulo é apresentado o modelo matemático do veículo utilizado na presente dissertação, bem como suas propriedades dinâmicas baseadas em um veículo de carga, presente nas rodovias brasileiras.

O quinto capítulo dedica-se à análise estática do modelo numérico-computacional da ponte mista, com consideração do fator de amplificação das cargas móveis. Os esforços e deslocamentos obtidos são apresentados, e são comparados com valores encontrados na bibliografia para o mesmo projeto, com o objetivo de validar o modelo em elementos finitos.

O sexto capítulo trata da análise modal da estrutura, e apresenta os modos de vibração e frequências naturais da estrutura investigada.

O sétimo capítulo dedica-se à análise dinâmica do modelo numérico-computacional da ponte metálica, descrevendo os comboios utilizados e os resultados dos deslocamentos no domínio do tempo e da frequência.

No oitavo capítulo, as tensões obtidas no capítulo anterior são utilizadas para se proceder com as análises da estrutura à fadiga. Comparativos e avaliações para cada caso estudado também são apresentados nesse capítulo.

No nono capítulo, apresenta-se a conclusão deste estudo, contendo as considerações e sugestões para continuação do trabalho aqui desenvolvido.

1 PROJETO À FADIGA

1.1 Introdução

Em razão do aumento significativo do peso bruto total dos veículos e do volume de tráfego nas rodovias atualmente, as estruturas de pontes rodoviárias tornam-se mais sujeitas a diversos fenômenos de degradação. Com o passar do tempo, estes fenômenos manifestam-se através do aparecimento de indícios físicos, como a fissuração. A fadiga é um destes fenômenos de degradação progressiva, fenômeno este induzido por consideráveis variações de tensão a que a estrutura de uma ponte está sujeita com a ação do tráfego rodoviário.

O fenômeno da fadiga é de especial importância em estruturas de pontes, dado que o tráfego rodoviário pode provocar nos elementos amplitudes de tensão elevadas, que, se superiores a uma dada amplitude de referência do elemento, podem causar a médio ou longo prazo o aparecimento de fissuras que diminuem a capacidade resistente da estrutura. Este dano é cumulativo, isto é, a cada passagem de um veículo este dano aumenta, pelo que, se a estrutura da ponte não estiver devidamente dimensionada à fadiga, pode resultar na interrupção da mesma ou mesmo ruptura de alguns dos seus elementos.

A garantia para que uma estrutura seja segura contra a fadiga começa especialmente na fase de projeto, mas normalmente não depende somente de decisões do projetista. De fato, uma decisão ruim durante a fase de projeto pode resultar em custos não previstos durante a fabricação, e, mais tarde, quando a estrutura estiver em serviço, ocasionar problemas de fadiga. No entanto, não basta que o engenheiro projetista escolha uma categoria de detalhe estrutural adequada para garantir a resistência à fadiga. Aspectos relacionados à fabricação da estrutura são de grande importância, por exemplo. Para o dimensionamento à fadiga, com uma abordagem no que diz respeito a processos construtivos, materiais, fabricação, soldagem e montagem da estrutura podem ser consultados o guia de projeto à fadiga do ECCS (2000) e as recomendações de Branco et al. (1999).

Dessa forma, neste capítulo serão abordados os conceitos básicos de fadiga, sua definição e as fases constituintes do processo. Em seguida, serão apresentados os métodos e as etapas necessárias para a realização de análises de fadiga.

1.2 Fadiga estrutural

1.2.1 Aspectos conceituais

Estruturas submetidas a ciclos repetidos de tensão ou deformação são suscetíveis ao fenômeno da fadiga. O tráfego de veículos em pontes rodoviárias mistas, devido ao seu aspecto dinâmico, provoca, em toda a estrutura, uma variação de tensões e deslocamentos ao longo do tempo.

As diferentes formas de carregamento das estruturas podem provocar diferentes tipos de ciclos de tensão, como ciclos alternados entre tração e compressão (Figura 3a e c), ciclos só em tração (Figura 3b), só em compressão, ciclos com tensões repetidas, ciclos com tensão flutuante (Figura 3b), ciclos com características pulsativas entre outros.

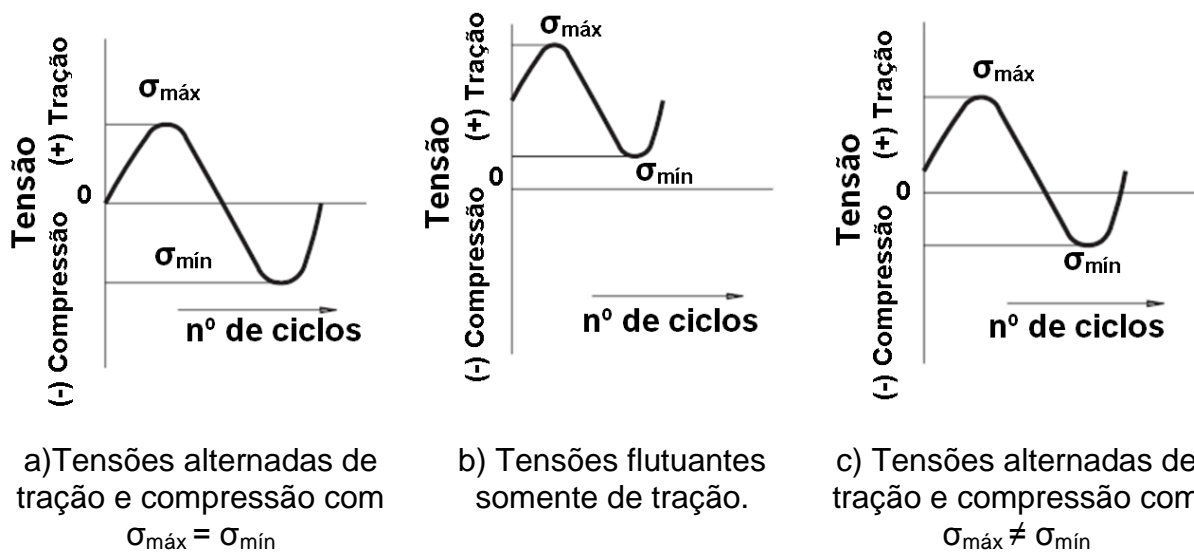


Figura 3 - Tipos de ciclos de tensão.

Geralmente, para a avaliação da fadiga em estruturas metálicas, os sinais com tensões somente em tração, ou com tensões alternadas entre tração e compressão provocam os danos mais significativos. Testes laboratoriais constataram que sinais somente em compressão são pouco eficientes para provocarem fadiga, exceto na presença de tensões residuais de tração elevadas, que podem provocar uma resultante em tração (BRANCO et al, 1999).

De maneira geral, os ciclos de tensão no tempo são divididos entre ciclos com tensões de amplitude constante e com tensões de amplitudes variáveis. A Figura 4 e a Figura 5, a seguir, ilustram alguns exemplos de variações de tensão associadas a carregamentos que podem provocar a fratura por fadiga, com indicação da faixa de variação de tensão, diferença entre as tensões máximas e mínimas.

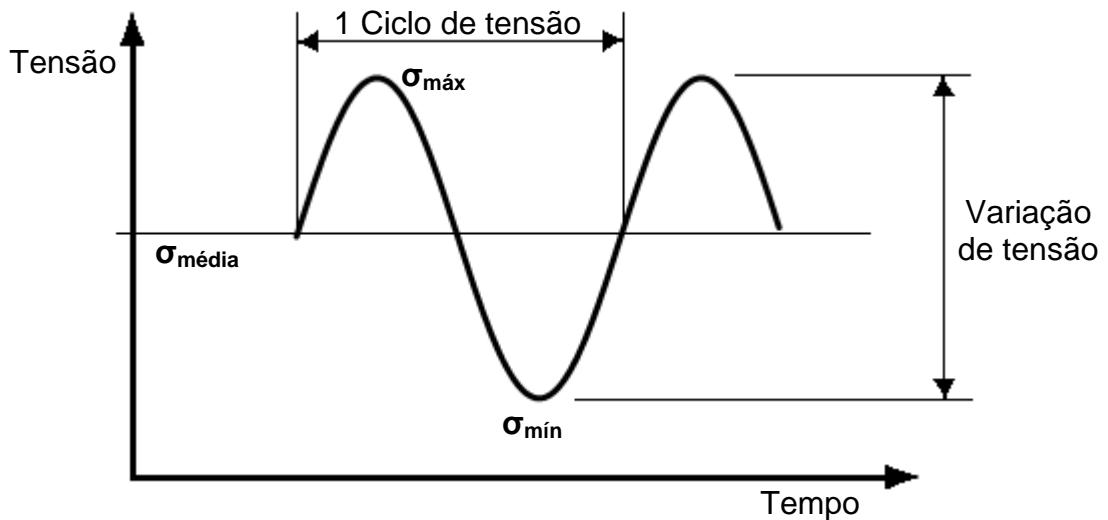


Figura 4 - Tensões com amplitude constante.

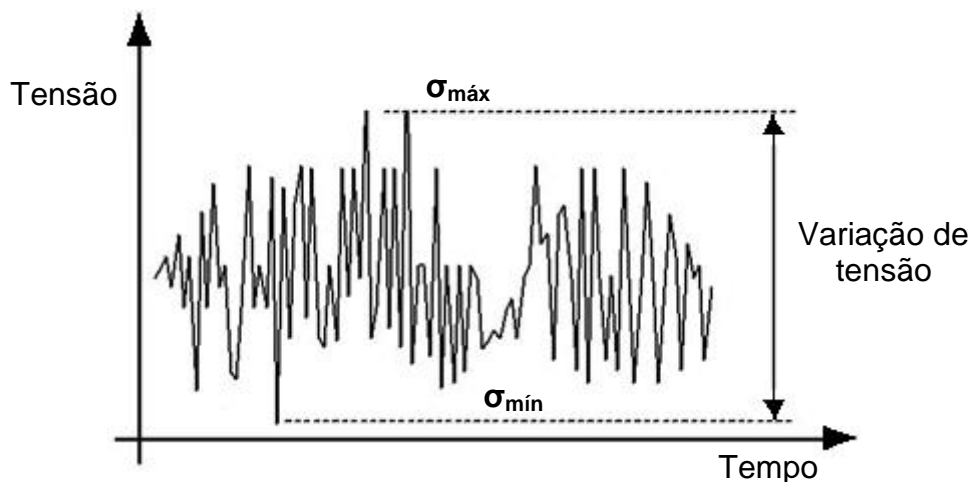


Figura 5 - Tensões com amplitude variável e aleatória.

Tensões de amplitude constante (Figura 4), em geral, possuem natureza determinística e estão associadas a carregamentos provenientes do funcionamento de máquinas e equipamentos. Já as tensões com amplitude variável e aleatória (Figura 5) estão normalmente associadas às estruturas reais sujeitas a cargas aleatórias, dentre as quais se inclui o tráfego rodoviário.

1.2.2 Formação de fissuras

A fadiga é um processo de dano localizado no material produzido por carregamentos cíclicos, com deformações plásticas ocorrendo no ponto de concentração de tensões, resultado do acúmulo de processos formados inicialmente por pequenas fissuras (nucleação), que se propagam ampliando seu tamanho, com o aumento do número de ciclos de carregamento, e, finalmente, quando a fissura adquire um tamanho suficiente para o material restante não suportar mais o esforço atuante, tem-se o aparecimento de fraturas, podendo chegar ao rompimento total da peça após certo número de ciclos.

Fissuras aparecem, inicialmente, no plano que corta os pontos com maiores concentrações de tensão, como em descontinuidades do material, porosidades, micro-trincas e defeitos de solda. A amplitude e a variação das tensões associadas aos planos normal e cisalhante são os principais fatores que influenciam na propagação e na velocidade com que as fissuras se propagam na peça.

A propagação da fissura ocorre, no geral, em dois estágios, conforme ilustrado esquematicamente na Figura 6. O Estágio I ocorre na superfície externa da peça, onde geralmente a concentração de tensões é máxima. Tal estágio apresenta a propagação do defeito inicial através do crescimento das trincas iniciais num plano com elevados valores de tensões cisalhantes. No Estágio II, as fissuras tendem a se propagar internamente, de fora para dentro da peça. Esta propagação ocorre perpendicularmente à sollicitação externa, onde predominam valores maiores de tensão normal.

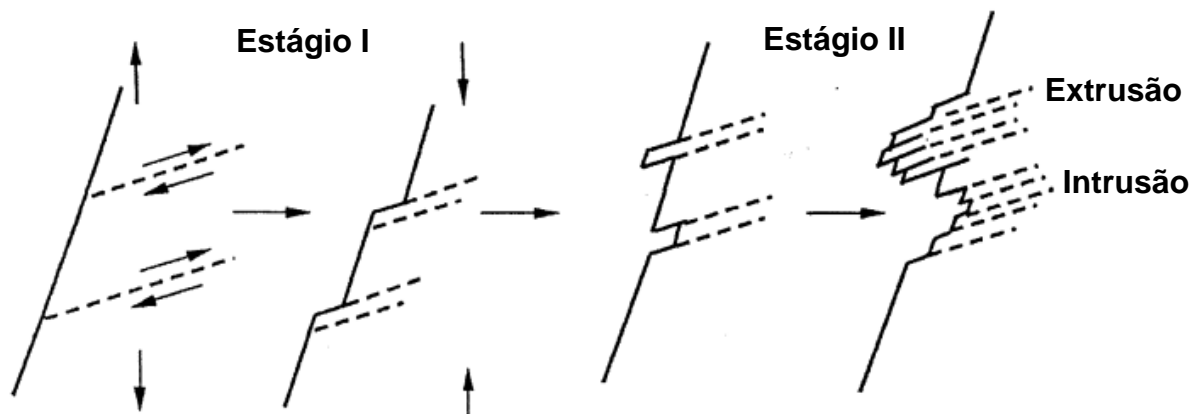


Figura 6 - Nucleação de fratura em uma placa fina, Stephen et al. (2001).

Dessa forma, as fissuras podem atingir tamanhos críticos, causando instabilidade localizada e conseqüentemente influenciando o comportamento global da estrutura. Segundo Chan et al. (2001), estudos diversos foram feitos em estruturas, comprovando danos locais e em alguns casos até rupturas.

Os componentes estruturais localizados em regiões que apresentam maiores concentrações de tensões, com variações de tensões constantes e de maior amplitude, são pontos suscetíveis ao aparecimento de fissuras. Segundo Vasudevan et al. (2001), as falhas de materiais, descontinuidades mecânicas ou metalúrgicas, corrosões, defeitos de fabricação e montagem, quando originados nesses locais, são pontos sujeitos a fissura e fratura por fadiga. Em casos onde o elemento estrutural apresentar corrosão, a fadiga pode ser causada por um estado de tensões constantes, Norton (1998).

Estudos mais aprofundados relacionados à formação de fissuras, por meio de conceitos mais detalhados e ensaios de laboratórios são apresentados por Suresh (1998), Stephens et al. (2001), não sendo o objetivo do presente estudo.

1.2.3 Regimes de fadiga

Os regimes de fadiga são classificados com base na quantidade de ciclos de tensão que são aplicadas em uma peça durante sua vida útil em serviço sendo um de alto ciclo (*High-Cycle Fatigue* - HCF), onde predominam tensões de baixa amplitude, deformações elásticas e um grande número de ciclos até a falha da peça e, o outro, de baixo ciclo (*Low-Cycle Fatigue* - LCF), onde as tensões de alta amplitude predominam, portanto deformações plásticas significativas em cada ciclo e um pequeno número de ciclos até a falha da peça.

Não existe uma linha divisória clara entre os dois regimes de fadiga. Quando é considerado o regime de fadiga de alto ciclo é usual a abordagem a partir dos diagramas S-N, sendo que as tensões são obtidas via análise elástica linear. Pode-se considerar a fadiga de alto ciclo a partir de 10^3 ciclos de tensão (pontes).

1.2.4 Danos cumulativos por fadiga

A previsão de danos por fadiga em elementos estruturais submetidos a carregamentos de amplitudes variáveis e comportamento aleatório é um assunto de extrema complexidade. Existem várias teorias para modelos de danos acumulados por fadiga, que objetivam a análise do comportamento de estruturas solicitadas por carregamentos aleatórios, em razão das curvas S-N serem construídas a partir de ensaios experimentais sujeitos a carregamentos de amplitude constante. O primeiro modelo de dano, e geralmente o mais utilizado, é o dano linear proposto por Palmgren (1924) e Miner (1945). Essa regra, conhecida como regra de Palmgren-Miner, considera que o dano acumulado é proporcional à energia absorvida pelo material, conforme demonstrado nas Equações (1) e (2), apresentadas a seguir.

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (1)$$

Onde:

D: Taxa de dano acumulado;

k: N° de diferentes níveis de tensão numa sequência específica de carregamento;

n: N° de ciclos associados a cada faixa de tensão;

N: N° de ciclos de tensão necessários para ocorrer falha.

A falha ocorre quando,

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \geq 1,0 \quad (2)$$

Algumas normas e trabalhos demonstram a aplicabilidade, a simplicidade e a importância da regra linear, bem como suas limitações, Nishikawa et al (1998), Kiss et al. (1998), Battista e Pfeil (1999), Cullimore e Webber (2000), Gilani e Whittaker (2000), Fisher et al. (2001), entre outros.

A partir da introdução da regra linear de dano, muitas outras teorias foram propostas, com o intuito de aprimorar o cálculo da estimativa de vida útil das estruturas. Para uma melhor compreensão das muitas aproximações de dano por fadiga, podem ser consultados os trabalhos de Pravia (2003) e de Afonso (2007).

Diferentes métodos para a análise de danos causados por fadiga são comumente empregados, a depender de como ocorre o processo da fadiga e como as fraturas se propagam, sendo o mais utilizado, em projetos de estruturas de pontes, o método da vida útil segura, que tem como objetivo determinar a durabilidade de estruturas sujeitas a cargas cíclicas, através de curvas S-N (tensão-número de ciclos) obtidas experimentalmente e de leis de acúmulo de danos lineares.

Outra abordagem relevante para análise de dano por fadiga é baseada na tolerância ao dano, determinando-se fissuras existentes por meio de avaliações estruturais regulares, em que o tamanho da fissura existente é medido através de técnicas de ensaios não destrutivos (avaliação visual, líquido penetrante, raios x, ultrassom, etc.).

Ambas as abordagens, vida útil segura e tolerância ao dano, podem ser utilizadas na avaliação de estruturas, sendo o da vida útil segura normalmente o mais utilizado na prática corrente de projeto, enquanto o da tolerância ao dano é geralmente utilizado na monitoração de defeitos identificados em estruturas existentes. Mais informações sobre os métodos destinados à determinação do dano por fadiga podem ser encontradas em Pravia (2003).

1.2.5 Vida útil segura e tolerância ao dano

De modo geral, o propósito de se utilizar um fator de segurança no dimensionamento estrutural é garantir que uma estrutura não irá falhar sob a ação de esforços ou por qualquer defeito do material. Baseado no conceito de fator de segurança, engenheiros aeroespaciais desenvolveram, para a análise de fadiga, os conceitos de tolerância ao dano e de vida útil segura.

A filosofia de tolerância ao dano prevê que qualquer peça ou detalhe estrutural pode conter fissuras e conseqüentemente estar sujeita a falhas. Nesse sentido, esse conceito baseia-se na minimização dos efeitos causados pela fadiga e não em um número limite de ciclos de carregamento. Para que o conceito de tolerância ao dano seja utilizado, faz-se necessária a determinação dos tamanhos críticos das fissuras para cada elemento ou detalhes estrutural. Dessa forma, o

conceito em questão demanda inspeções periódicas com métodos de monitoração do tamanho das fissuras através de equipamentos confiáveis. Faz-se importante a regularidade dessas inspeções, como também, a troca das peças que por ventura apresentem algum problema relacionado ao tamanho das fissuras. Os principais benefícios desse conceito estão relacionados à prevenção de falhas inesperadas.

A filosofia baseada na vida útil segura tem como objetivo garantir que um detalhe estrutural possua um nível de probabilidade aceitável de não sofrer falha por fadiga durante um tempo determinado. Esse conceito assume que testes, ensaios e análises tratados estatisticamente possam prover uma estimativa adequada para a vida útil em serviço de um elemento estrutural. Dessa forma, o conceito de vida útil requer extensos testes e análises para determinar com maior nível de confiança o comportamento de elementos estruturais.

Os conceitos de tolerância ao dano e de vida útil segura se distinguem na sua concepção e na forma com que a estrutura é analisada ao longo do tempo. A filosofia de vida útil segura tem como principal benefício a necessidade de menos inspeções, porém pode não ser precisa quanto a carregamentos inesperados ou aleatórios. Já o conceito de tolerância ao dano tem como principal benefício a prevenção de falhas inesperadas, porém requer inspeções regulares. Maiores detalhes sobre ambos os conceitos podem ser consultados em Suresh (1998).

1.2.6 Curvas S-N

Conforme foi descrito nos itens acima, uma das abordagens mais difundidas para análise dos danos causados por fadiga é através de curvas S-N. Estas curvas são construídas a partir de estudos estatísticos de ensaios experimentais de flexão rotativa ou compressão e tração, e apresentam-se normalmente como log S-log N, em que S é a faixa de tensões e N o número de ciclos. A Figura 7 apresenta um gráfico esquemático que exemplifica uma curva S-N em escala logarítmica.

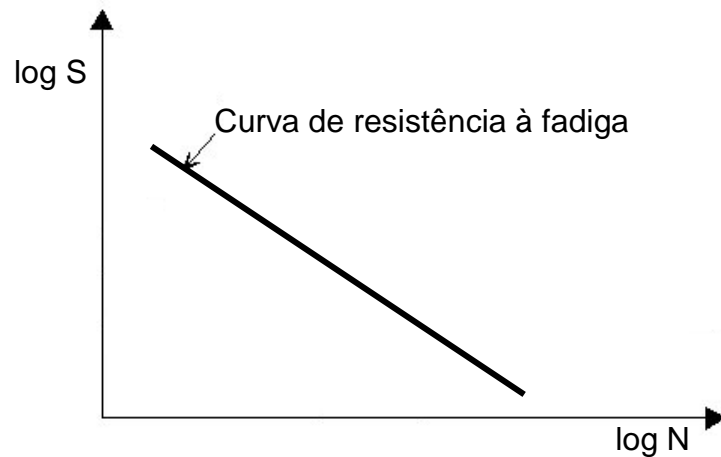


Figura 7 - Exemplo esquemático de uma curva S-N.

Os corpos de prova normalizados, peças e detalhes estruturais específicos, são submetidos a carregamentos de amplitude constante até que ocorra a falha e se registre o número de ciclos. No entanto, respostas em amplitudes constantes são raramente encontradas em estruturas civis, como pontes e viadutos. Assim, muitos estudos foram feitos considerando-se carregamentos de amplitude variável, como Petersen (1995), Nielsen, et al (1997) e Agerskov (1999). Porém, devido à grande dificuldade de se determinar as inúmeras formas e intensidades de carregamentos dinâmicos que podem ocorrer na estrutura, aliado a complexidade de se gerar ensaios ou modelos matemáticos generalizados fazem com que, apesar dos avanços tecnológicos, a análise dos efeitos provocados pela fadiga em estruturas metálicas submetidas a tensões de amplitude variável e aleatória ainda seja alvo de extensas pesquisas.

As curvas S-N determinam o limite de fadiga do material associado aos diferentes tipos de detalhes estruturais adotados em estruturas metálicas. Dessa forma, pode-se conhecer a faixa de tensão que o detalhe estrutural suporta de acordo com o número de ciclos de carga. Muitos estudos foram desenvolvidos acerca das curvas S-N, como Sae (1997) e Norton (1998).

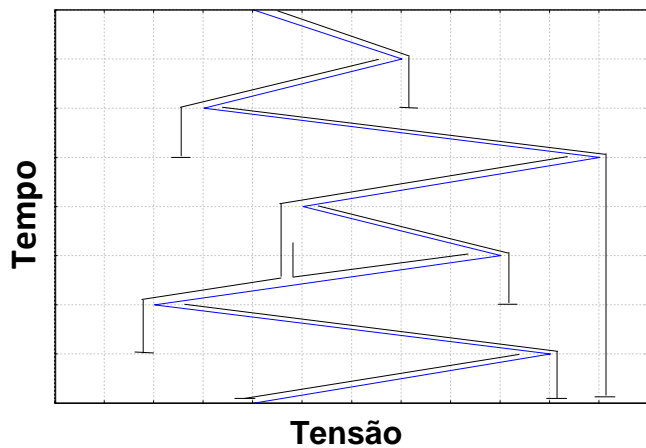
1.2.7 Método para contagem de ciclos

Em um carregamento com amplitude variável, utilizam-se métodos para a contagem de ciclos para cada faixa de tensão ($\Delta\sigma$). Existem diversos métodos para a contagem, entre os quais se destacam o método do Reservatório, mais apropriado para uma abordagem manual, e o método de *Rainflow*, ou gota d'água, sendo este o método empregado nesta dissertação.

A analogia inicial feita para este método é comparar o fluxo de água da chuva que cai nos telhados de templos japoneses, conhecidos como Pagoda, Figura 8a, com o gráfico de tensão ao longo do tempo rotacionado de 90° no sentido horário como mostra a Figura 8b.



a) Construção Japonesa



b) Histórico de tensões rotacionado de 90°

Figura 8 - Analogia em que o *Rainflow* foi inspirado, Ferreira (2011).

Para aplicar o método *Rainflow*, deve-se transformar anteriormente o histórico de tensões em um sinal de picos e vales. A seguir, descreve-se resumidamente o algoritmo *Rainflow*, segundo Ferreira (2011). Nesta descrição, X representa a faixa de tensão considerada, Y a faixa de tensão adjacente ao X anterior e S o ponto inicial do histórico.

1. Leia o próximo pico ou vale. Se não há mais dados, vá para o passo 6;
2. Se há menos que três pontos, vá para o passo 1. Forme as faixas X e Y usando os mais recentes picos e vales que não foram descartados;
3. Compare os valores absolutos de X e Y;
 - (a) Se $X < Y$, vá para o passo 1.
 - (b) Se $X \geq Y$, vá para o passo 4.

4. Se a faixa Y contém o ponto inicial S, vá para o passo 5. Caso contrário, conte a faixa Y como um ciclo. Descarte o pico e o vale de Y e vá para o passo 2;
5. Conte a faixa Y como meio ciclo. Descarte o primeiro ponto de Y (pico ou vale). Mova o ponto inicial S para o segundo ponto de Y. Vá para o passo 2;
6. Conte cada faixa que não foi previamente contada como meio ciclo;

O algoritmo do método *Rainflow* acima descrito pode ser automatizado em um programa computacional, como em Pravia (2003), Irvine (2011), Ferreira (2011), dentre outros. Assim, a ferramenta numérica para contagem de ciclos utilizada na presente dissertação foi desenvolvida por Irvine (2011), encontra-se na linguagem de programação orientada a objetos C++, e está baseada na norma ASTM E 1049-85 (2005) que descreve o método *Rainflow*.

1.2.8 Métodos de avaliação de fadiga

Em uma avaliação à fadiga, é extremamente importante a escolha do modelo a ser utilizado. Segundo Stephens (2001), os modelos para avaliação da fadiga podem ser classificados em quatro grupos:

1. Modelo nominal de vida em função da tensão.
2. Modelo local de vida em função da deformação.
3. Modelo de propagação de uma fissura de fadiga.
4. Modelo de dois estágios, que consiste na combinação dos modelos 2 e 3 para incorporar tanto a formação da trinca macroscópica de fadiga (nucleação) como sua propagação.

Na maior parte dos casos, o modelo preferido na avaliação da fadiga é o da vida útil em função da tensão. A principal razão é pela sua facilidade de aplicação e pelo fato de ser o método indicado pela maioria das normas de projeto estrutural (EUROCODE, 2003; AASHTO, 2012). Na Figura 9 tem-se uma representação esquemática do método empregado neste trabalho:

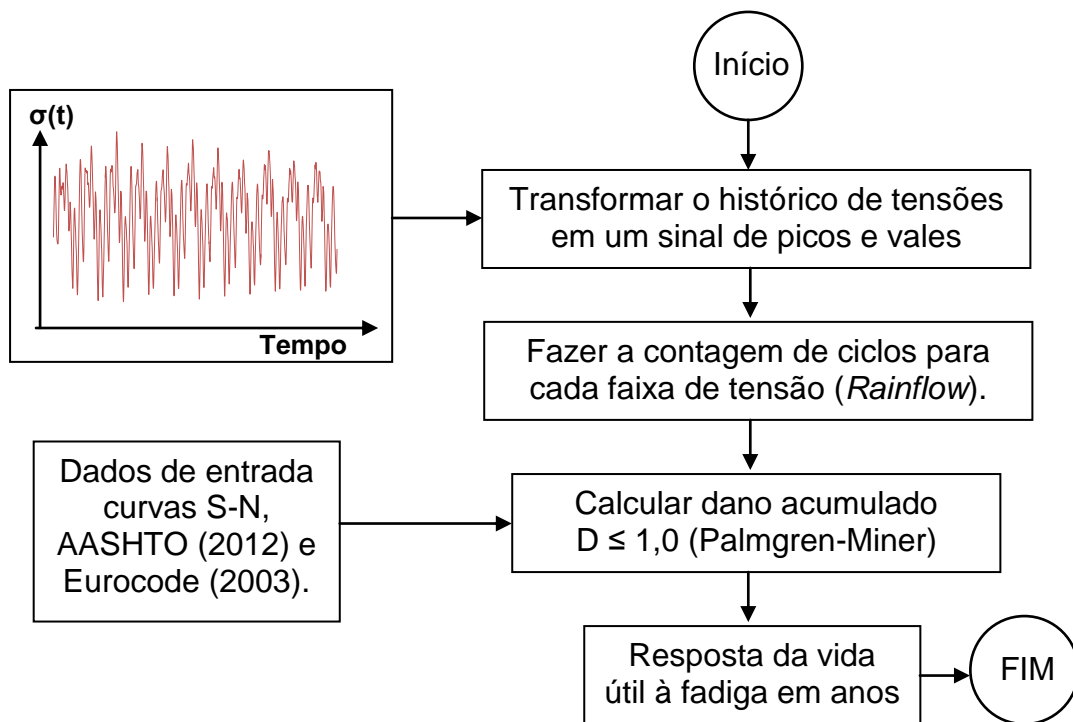


Figura 9 - Fluxograma para o cálculo da vida útil à fadiga.

É importante destacar que a resposta deste método é uma aproximação estatística de métodos empíricos através de fenômenos observados, o que implica na obtenção de uma estimativa da vida útil segura à fadiga.

1.2.9 Tensão limite de fadiga

Inicialmente, diversos testes experimentais constataram que, sinais de amplitude constante que se mantinham abaixo de uma determinada faixa de variação de tensão não provocavam propagação de fissuras. Esse valor foi denominado tensão limite de fadiga a amplitude constante, e está representada esquematicamente na Figura 10.

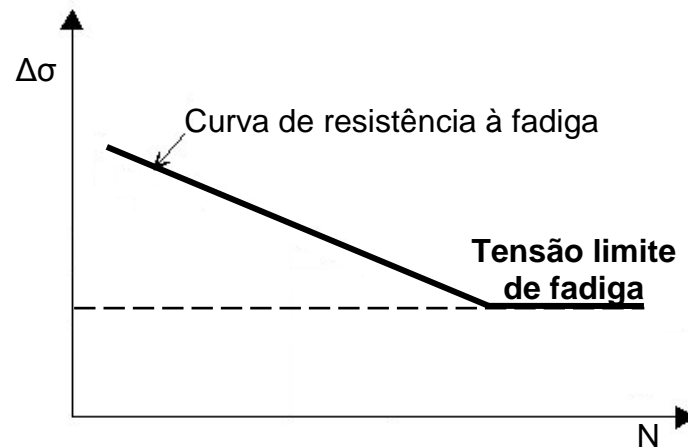


Figura 10 - Curva de resistência à fadiga com tensão limite de fadiga.

No entanto, mais tarde foi constatado que, para sinais de amplitudes variáveis, com algumas faixas tensão acima do limite de fadiga, e outras abaixo, as maiores faixas de tensão provocavam o aumento das trincas iniciais. Ao longo do tempo, este aumento gradual das fissuras reduzia o valor da tensão limite de fadiga da amostra. Portanto, conforme se carregava a amostra, um número cada vez maior de faixas de variação de tensão abaixo do limite de fadiga passava a contribuir para o aumento das fissuras. O resultado final era que, a amostra falhava antes da vida útil prevista pela regra de Palmgren-Miner, calculada somente com as faixas de variação de tensão acima do limite de fadiga. Este fenômeno tem sido objeto extensos estudos da mecânica da fratura (PRAVIA, 2003).

Portanto, como este trabalho concentra-se sobre fadiga em respostas de amplitude variável, as curvas S-N das normas de projeto utilizadas foram consideradas desprezando-se a tensão limite de fadiga, mantendo-se constante a inclinação da curva até o eixo das abscissas, conforme sugerido por Pravia (2003) e Afonso (2007).

1.3 Normas de projeto

A prática corrente de normas de projeto, no âmbito da análise à fadiga, é realizada através da avaliação das faixas de variação de tensão, ou seja, a diferença entre tensões máximas e mínimas que ocorrem na estrutura. Assim, para classificar

as resistências à fadiga de diferentes detalhes estruturais, a maior parte das normas de projeto recomenda a utilização de curvas S-N, obtidas por meio de resultados experimentais realizados em peças estruturais padronizadas.

Atualmente, não há norma brasileira que especifique procedimentos para a avaliação de pontes metálicas e mistas, embora recentemente, em 2014, a ABNT tenha criado uma comissão para elaborar uma norma específica. Assim, constata-se que os engenheiros tem geralmente recorrido à norma americana AASHTO (2012) para o dimensionamento e verificação à fadiga de pontes metálicas e mistas realizadas no país. Outras referências relevantes para o projeto de pontes metálicas e mistas são o Eurocode 3 (2006) parte 2, Eurocode 4 (2005) parte 2 e Eurocode 3 (2003) parte 9 que trata exclusivamente da análise de fadiga.

A seguir serão definidas as curvas S-N utilizadas na metodologia do presente trabalho para avaliação da fadiga, referentes às normas AASHTO (2012) e Eurocode (2003). Para uma descrição detalhada acerca dos critérios e das prescrições normativas da AASHTO (2012) e do Eurocode 3 (2003), além de outras normas de fadiga em estruturas metálicas e pontes, podem ser consultados os trabalhos de Leitão (2009) e Silva (2014).

1.3.1 AASHTO - LRFD Bridge Design Specifications

A norma AASHTO (2012) é específica para análise de pontes e baseia-se no método dos estados limites. Em sua Seção 6 (Item 6.6: *Fatigue and Fracture Considerations*), são apresentadas considerações específicas para a verificação à fadiga de pontes. Segundo o enfoque da vida útil segura, a norma AASHTO (2012) define que o projeto de uma ponte tenha uma vida útil no valor mínimo de 75 anos.

A norma AASHTO (2012) possui oito diferentes categorias de detalhes (A, B, B', C, C', D, E, e E'), abrangendo situações de diferentes detalhes construtivos na tabela 6.6.1.2.3-1 da referida norma, correspondentes a características específicas e a diferentes formas com que os mesmos podem ser encontrados nas estruturas usuais. Para cada categoria de detalhe encontrada na referida norma está associado um parâmetro de fadiga (constante A). Ressalta-se que, os valores do parâmetro de fadiga foram convertidos de unidades do Sistema Americano de Unidades para o

Sistema Internacional de Unidades, já que a AASHTO não tem lançado novos textos no Sistema Internacional de Unidades há alguns anos.

1.3.2 Eurocode 3 parte 9

O Eurocode 3 (2003), parte 9, apresenta um método geral para avaliação da fadiga de estruturas aplicável a todos os tipos de estruturas metálicas. Além das prescrições ao dimensionamento à fadiga, apresenta em seu anexo A uma metodologia para o cálculo da vida útil à fadiga baseada na regra de danos cumulativa de Palmgren-Miner e no método de contagem de ciclos *Rainflow*.

O texto da norma apresenta dez categorias de detalhes para o caso de tensões normais. Cada categoria está associada a um detalhe estrutural (tabelas 8.1 a 8.10 da referida norma), e é designada por um número que representa, em MPa, o valor de referência da resistência à fadiga para 2 milhões de ciclos. A norma Eurocode 3 (2006) define que a vida útil de um projeto de ponte tenha o valor mínimo de 100 anos, segundo o enfoque da vida útil segura.

1.3.3 Descrição das curvas de resistência à fadiga adotadas

De modo a uniformizar os processos, apresenta-se uma equação geral, que traduz as curvas de resistência das normas AASHTO (2012) e Eurocode (2003), em função de um parâmetro de fadiga (constante A), que depende da categoria em que o detalhe construtivo é classificado, segundo cada norma, e de uma constante de inclinação (m). Assim, pode-se escrever:

$$\Delta\sigma = \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (3)$$

Onde:

$\Delta\sigma$: faixa de variação de tensão, em MPa, associada a um N^o de ciclos;

A: parâmetro de fadiga, em MPa³, obtido na Tabela 1;

N: número de ciclos associado a uma faixa de variação de tensão;

m: declividade das curvas, com valor igual a 3 para tensões normais.

A Tabela 1 a seguir apresenta os parâmetros da curva S-N para as categorias de detalhes construtivos da AASHTO (2012) e do Eurocode (2013).

Tabela 1 - Parâmetro de fadiga para AASHTO (2012) e Eurocode (2003).

Categoria de detalhe estrutural		Parâmetro de fadiga ($\times 10^{11}$ MPa ³)	
AASHTO (2012)	Eurocode (2003)	AASHTO (2012)	Eurocode (2003)
A	160	82,00	79,62
-	140	-	56,36
B	125	39,30	39,90
-	112	-	28,25
-	100	-	20,00
C	90	14,40	14,16
C'			
D	80	7,21	10,02
E	71	3,61	7,96
E'	63	1,28	5,02
-	56	-	3,56
-	50	-	2,52
-	45	-	1,78
-	40	-	1,26
-	36	-	0,89

2 PROJETO ESTRUTURAL

2.1 Introdução

O projeto estrutural da ponte rodoviária mista aço-concreto investigado nessa dissertação será apresentado neste capítulo. Atualmente, ainda está em andamento o desenvolvimento de uma norma específica para o projeto de pontes e viadutos rodoviários de aço e estruturas mistas aço-concreto. Por essa razão, o projeto apresentado a seguir foi originalmente dimensionado por Pinho e Belley (2007) a partir da norma americana AASHTO (2002) em conjunto com outras normas de projeto brasileiras aplicáveis, como a norma de carregamentos móveis NBR 7188 (1984), sendo dimensionada para a classe de veículos 45. O projeto estrutural encontra-se em um exemplo da série Manual de Construção em Aço publicado pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço (PINHO e BELLEY, 2007).

2.2 Modelo estrutural da ponte

O modelo estrutural investigado corresponde a uma ponte rodoviária mista (aço-concreto) de eixo reto, simplesmente apoiada e com vão de 40 m (Figura 11).

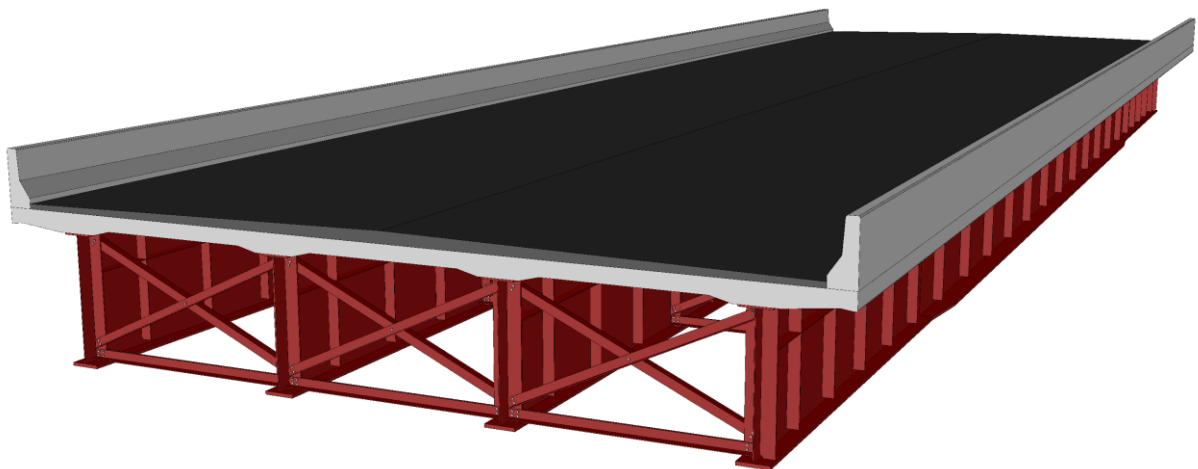


Figura 11 - Isométrico do projeto executivo da ponte.

O modelo é composto por quatro vigas longitudinais soldadas em seção mista com espaçamento entre eixos de 3,50 m, além de balanços laterais de 1,25 m, formando um tabuleiro de 13 m de largura. A ponte em questão é composta por uma laje de concreto armado com espessura de 0,225 m (22,5 cm), barreira de concreto tipo “New Jersey” com 0,88 m de altura e oito estruturas de diafragmas do tipo “X” de cantoneiras de abas iguais ao longo do comprimento da ponte. A Tabela 2 abaixo resume as propriedades geométricas da ponte.

Tabela 2 - Propriedades geométricas da ponte

Propriedades geométricas da ponte (m)	
Comprimento	40
Largura	13
Altura sem guarda-rodas	2,225
Espessura da laje	0,225
Largura do balanço lateral	1,25
Espaçamento entre eixos de viga	3,5
Espaçamento entre diafragmas	5,629

A Figura 12, a seguir, ilustra a seção transversal no apoio, com indicação do tabuleiro, dos guarda-rodas, dos perfis metálicos e do travejamento transversal, com as respectivas dimensões, em milímetros. Para facilitar a organização dos resultados, as vigas foram numeradas, em V1, V2, V3 e V4. Além disso, pode-se observar na seção transversal, a indicação do projetista para uma inclinação do pavimento asfáltico, de 2 %, para escoamento das águas pluviais.

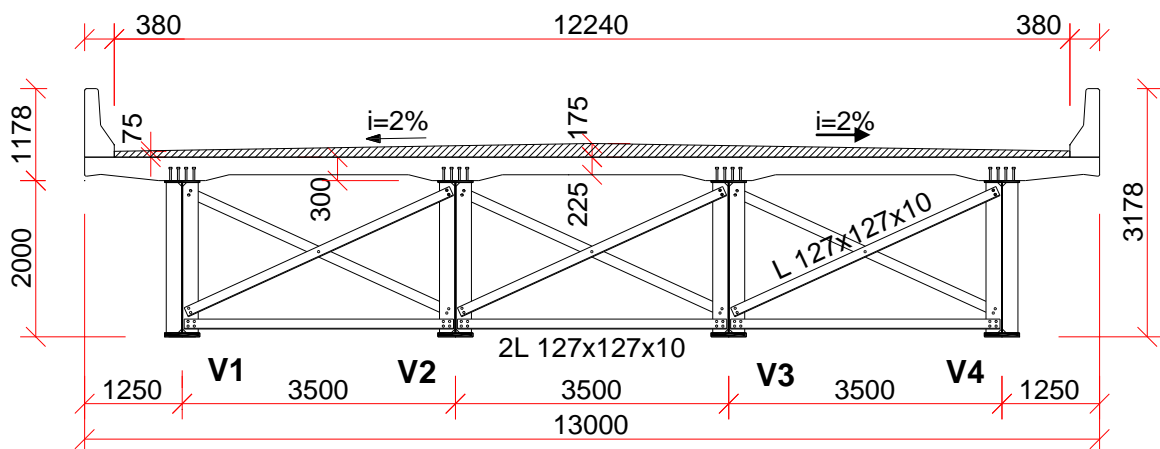


Figura 12 - Seção transversal no apoio. Unidades em milímetros.

Dois tipos distintos de perfil são adotados para as vigas longitudinais, ao longo do comprimento da obra de arte, sendo um referente ao trecho central e outro associado aos extremos, com o objetivo de otimização do projeto. A Figura 13 apresenta uma vista superior do projeto e ilustra os perfis metálicos adotados na viga, distinguindo-os entre os grupos “perfis extremos” e “perfis centrais”.

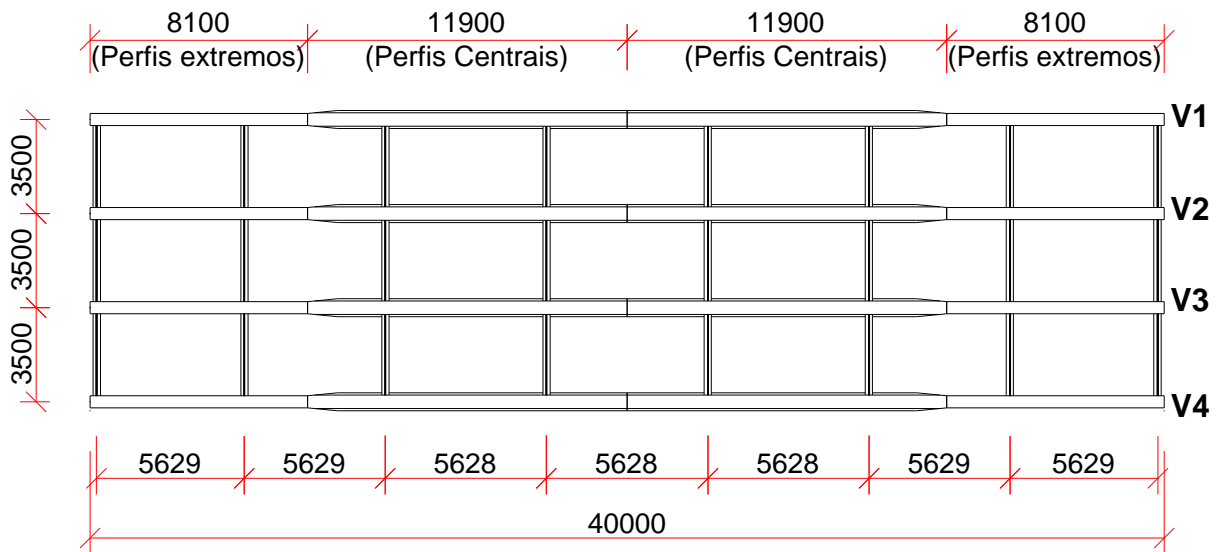


Figura 13 - Vista superior do sistema estrutural da ponte. Unidades em mm.

A Figura 14 ilustra a estrutura metálica da ponte com presença dos conectores de cisalhamento, que oferecem interação total para a viga mista.



Figura 14 - Estrutura metálica da ponte com representação dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça.

A Tabela 3 apresenta as propriedades geométricas das vigas em perfil soldado utilizadas no projeto estrutural da ponte do presente estudo (“perfis extremos” e “perfis centrais”). Já a Tabela 4 apresenta as características das cantoneiras metálicas utilizadas nos diafragmas de contraventamento lateral das vigas.

Tabela 3 - Propriedades geométricas dos perfis metálicos soldados

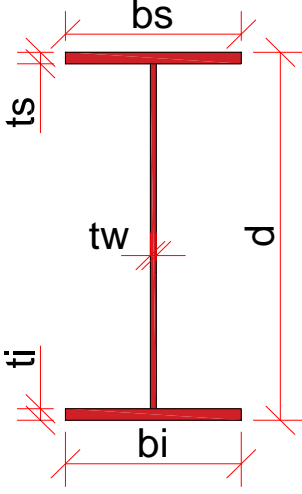
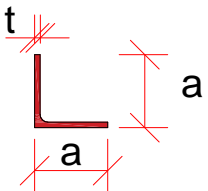
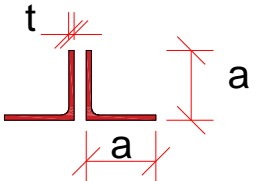
Perfil	Viga - Trecho do perfil extremo Propriedades geométricas (mm)	
		Altura (d)
Largura da mesa superior (bs)		450
Espessura da mesa superior (ts)		25
Largura da mesa inferior (bi)		450
Espessura da mesa inferior (ti)		50
Espessura da alma (tw)		9,5
Viga - Trecho do perfil central Propriedades geométricas (mm)		
Altura (d)		2000
Largura da mesa superior (bs)		500
Espessura da mesa superior (ts)		25
Largura da mesa inferior (bi)		670
Espessura da mesa inferior (ti)		50
Espessura da alma (tw)	9,5	

Tabela 4 - Propriedades geométricas das cantoneiras metálicas

	Diafragma - Diagonal Propriedades geométricas (mm)	
	L 127 x 127 x 10	
	Aba (a)	127
	Espessura (t)	10
	Diafragma - Inferior Propriedades geométricas (mm)	
	2L 127 x 127 x 10	
	Aba (a)	127
	Espessura (t)	10

Além dos elementos estruturais apresentados, a ponte metálica estudada possui diversos enrijecedores transversais, longitudinais e de apoio soldados à alma dos perfis. Os enrijecedores transversais são compostos por uma chapa de 12,5 mm de espessura por 170 mm de largura, os longitudinais são compostos por uma chapa de 12,5 mm de espessura por 170 mm de largura e os enrijecedores de apoio são compostos por duas chapas de 22 mm de espessura por 200 mm de largura, conforme descreve a Tabela 5.

Tabela 5 - Propriedades geométricas dos enrijecedores

Tipo do enrijecedor	Largura (mm)	Espessura (mm)	Comprimento (mm)
Enrijecedor de apoio	200	22	1925
Enrijecedor transversal	170	12,5	1845
Enrijecedor longitudinal	170	12,5	Ao longo do perfil

Para as peças metálicas foi adotado o aço patinável ASTM A588, com tensão de escoamento (f_y) igual 350 MPa e tensão última (f_u) igual a 485 MPa. O concreto da laje do tabuleiro possui resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa. As propriedades físicas do aço ASTM A588 e do concreto C25 adotados neste projeto estrutural são apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 - Propriedades do físicas dos materiais aço e concreto

Propriedade	Aço A588	Concreto C25
Resistência característica	$f_{yk} = 350 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Tensão última	$f_u = 485 \text{ MPa}$	-
Módulo de elasticidade	$E = 210 \text{ GPa}$	$E = 23,8 \text{ GPa}$
Módulo de elasticidade dinâmico	$E_{dyn} = 210 \text{ GPa}$	$E_{dyn} = 30,5 \text{ GPa}$
Módulo de cisalhamento	$G \approx 81 \text{ GPa}$	$G \approx 10 \text{ GPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,3$	$\nu = 0,2$
Massa específica	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

De acordo com o projeto executivo realizado em programa de detalhamento de estrutura metálica, estimou-se que a estrutura metálica da ponte pesa um total de 88.973 kg. Assim, como o tabuleiro possui uma área igual a 520 m² (13x40m), este peso corresponde, então, a uma taxa de 171,10 kg/m² de consumo de aço, próximo da taxa de 170 kg/m² indicada por Pinho e Belley (2007) para pontes com vão de 40 metros e dimensionadas para a classe de veículos 45 (NBR 7188, 2013).

2.3 Especificação dos conectores de cisalhamento

A ponte rodoviária apresentada é concebida como estrutura mista, o que requer a presença de elementos que façam a conexão entre o aço das vigas e o concreto do tabuleiro. Os elementos responsáveis por desempenhar essa função neste projeto são conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, de diâmetro de 22 mm, sendo soldados à mesa superior.

Além disso, adotou-se a hipótese de interação total entre a viga e a laje, o que requer um número maior de conectores em relação à hipótese de interação parcial (PINHO e BELLEY, 2007). Portanto, foram necessários 324 conectores de cisalhamento por viga, separados por grupos de quatro conectores, espaçados de aproximadamente 50 cm longitudinalmente. A seção transversal típica de um grupo é apresentada na Figura 15.

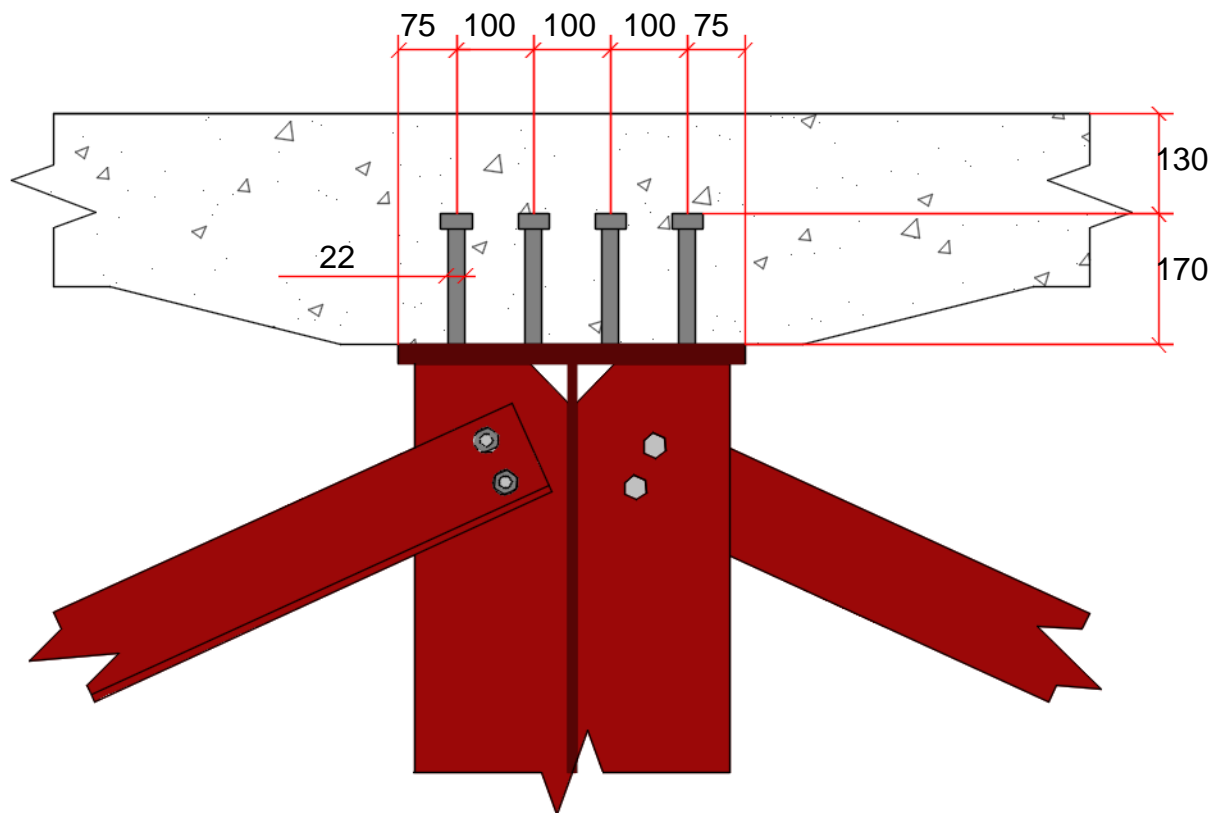


Figura 15 - Vista em corte dos conectores de cisalhamento. Unidades em mm.

3 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL

3.1 Introdução

No capítulo anterior foram apresentadas todas as propriedades referentes ao projeto estrutural da ponte mista (aço-concreto). Nesse capítulo, as propriedades apresentadas anteriormente são utilizadas para possibilitar o desenvolvimento de um modelo numérico-computacional mais próximo da realidade.

O modelo numérico-computacional foi implementado com base no emprego da ferramenta computacional ANSYS (2010). Neste modelo, considera-se a travessia dos comboios de veículos sobre a estrutura da ponte e, bem como, a interação destes com o tabuleiro e as irregularidades da pista.

3.2 Modelo Numérico Computacional

O modelo computacional tridimensional foi gerado utilizando-se técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos (MEF), por meio do emprego do programa ANSYS (2010). A estrutura da ponte mista foi elaborada através da utilização de elementos de casca e viga em um modelo com um total de 17.542 nós e aproximadamente 105.252 graus de liberdade. O comprimento dos elementos finitos que compõem a malha da estrutura é de aproximadamente 0,50 m, num total de 16.112 elementos.

O modelo constitutivo dos materiais aço e concreto foi definido como linear-elástico. As barras de contraventamento, representativa das cantoneiras metálicas, foram conectadas diretamente aos nós constituintes das vigas metálicas.

As Figuras 16 a 19 a seguir ilustram a complexidade do modelo computacional tridimensional, através das suas perspectivas completas, frontal, frontal aproximada e inferior, respectivamente.

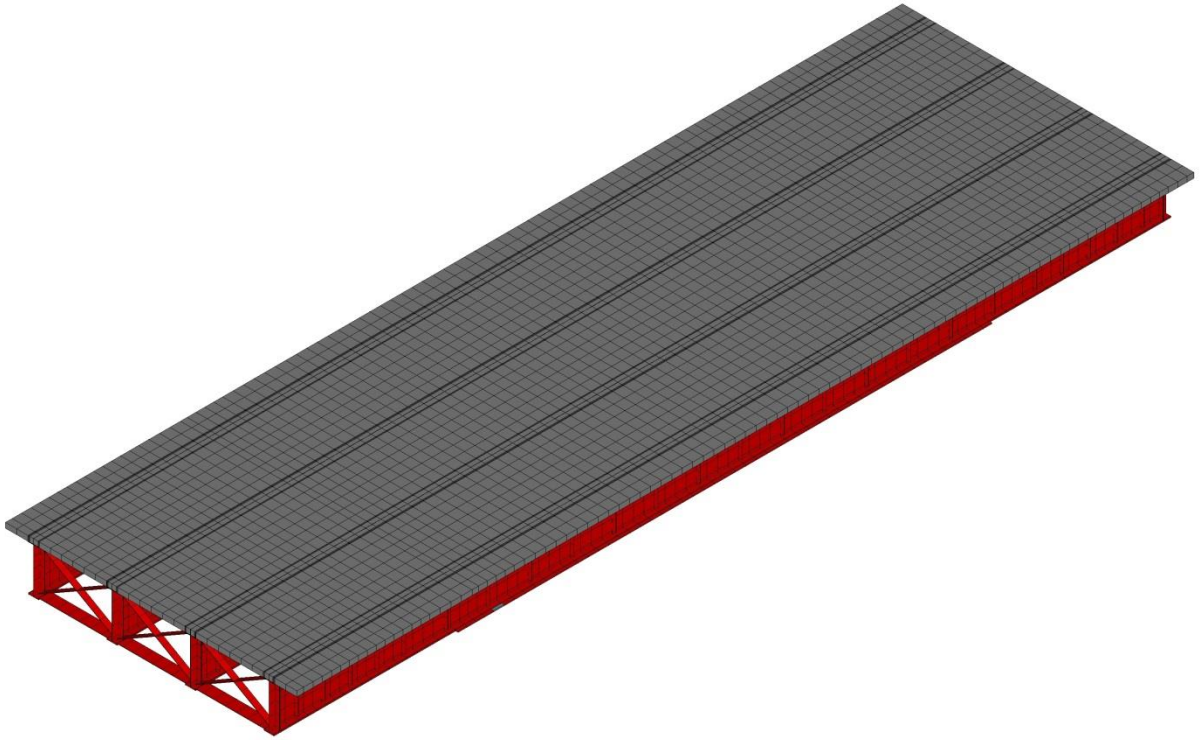


Figura 16 - Modelo em elementos finitos, perspectiva completa.

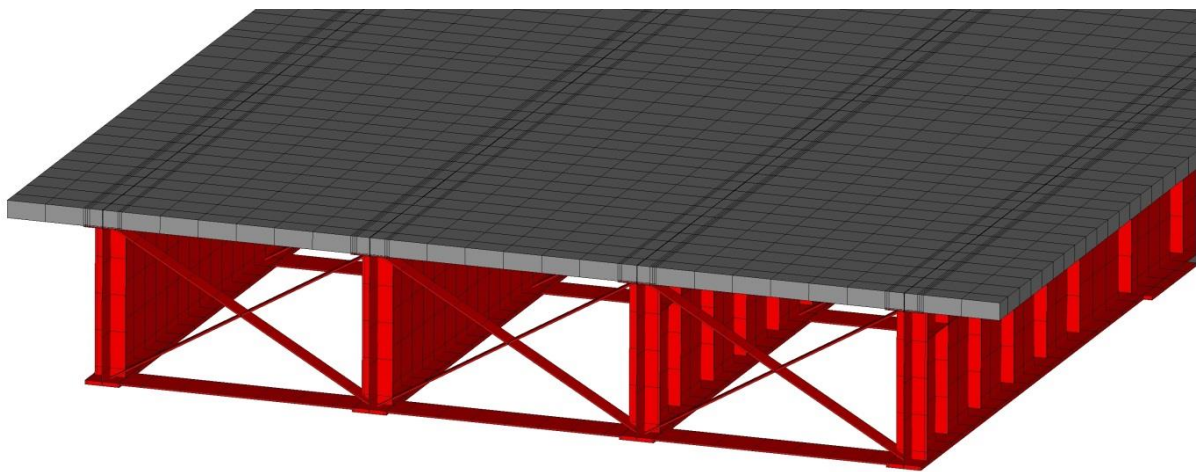


Figura 17 - Modelo em elementos finitos, perspectiva frontal.

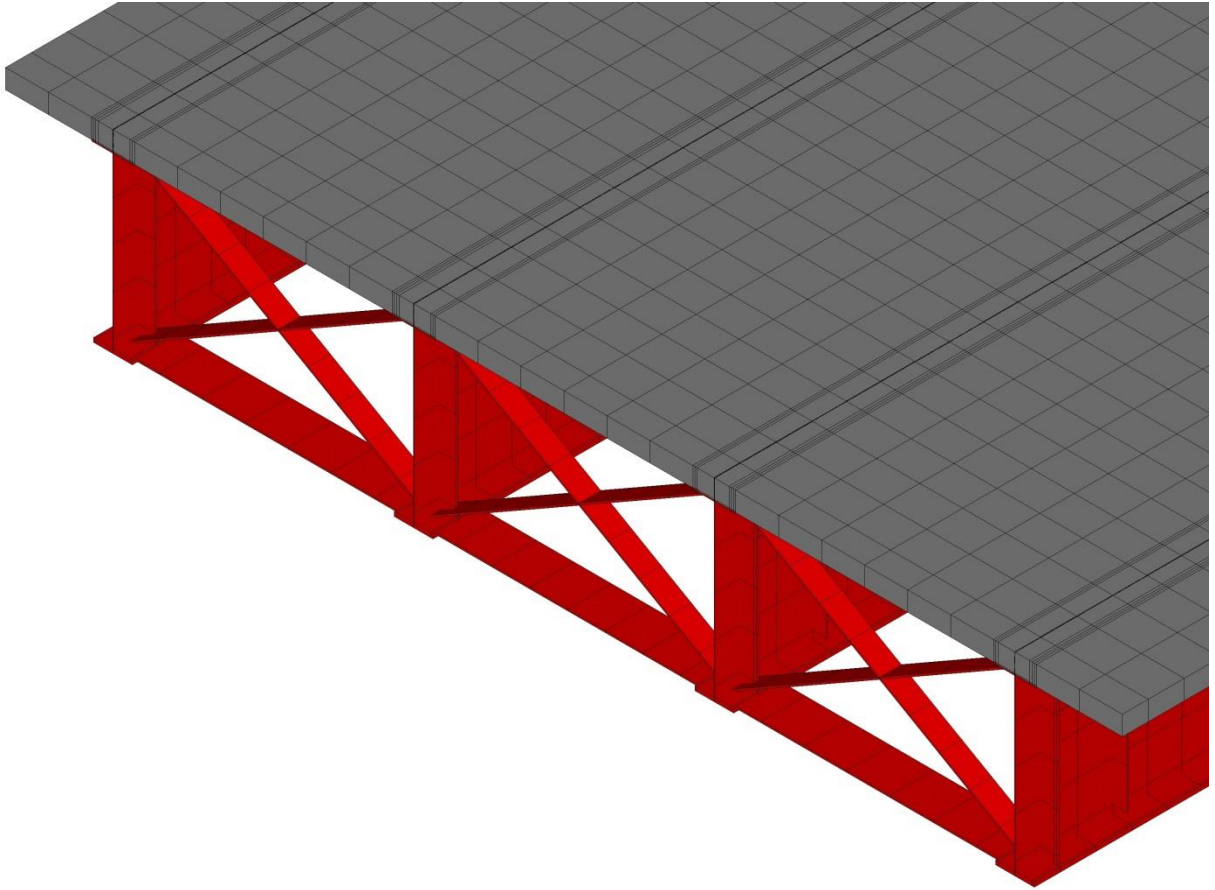


Figura 18 - Modelo em elementos finitos, perspectiva frontal ampliada.

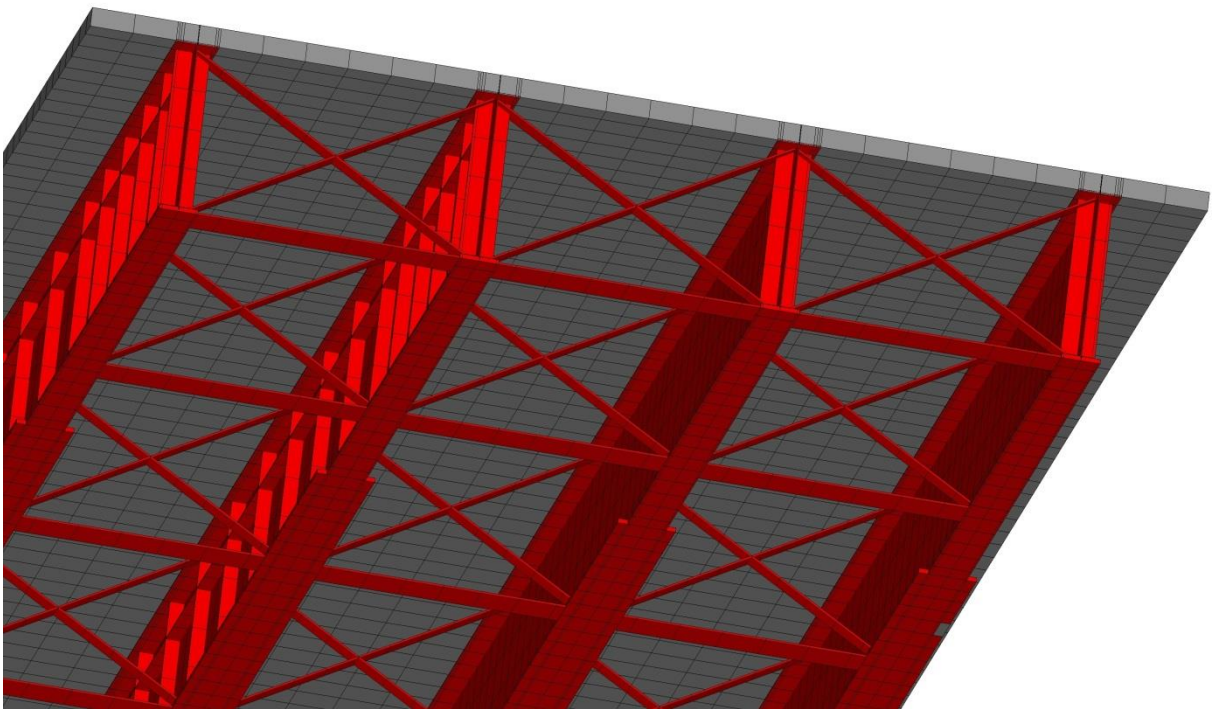


Figura 19 - Modelo em elementos finitos, perspectiva inferior.

Para modelagem das almas e mesas dos perfis metálicos foram utilizados elementos finitos de casca do tipo SHELL63, que possuem quatro nós e seis graus de liberdade por nó. A Figura 6.9 ilustra o elemento finito de casca tipo SHELL63 utilizado para modelar as mesas, as almas das vigas e todos os enrijecedores.

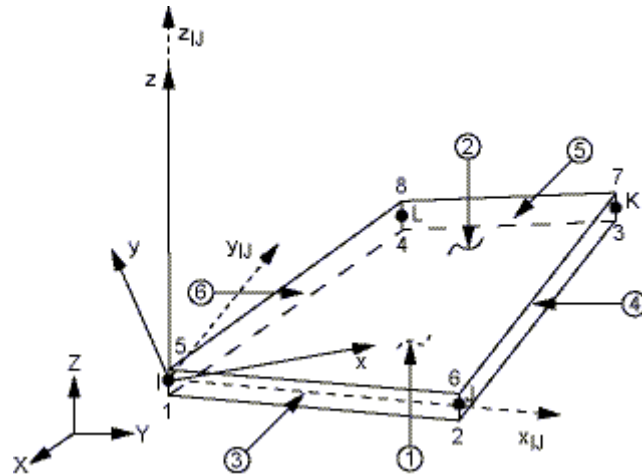


Figura 20 - Elemento de casca, tipo SHELL63, ANSYS (2010).

Para modelagem da laje de concreto do tabuleiro foram utilizados elementos finitos sólidos tipo SOLID45 da biblioteca de elementos finitos do ANSYS (2010). Este elemento finito possui oito nós e três graus de liberdade por nó. A Figura 21 ilustra o elemento finito sólido tipo SOLID45 utilizado para modelar a laje.

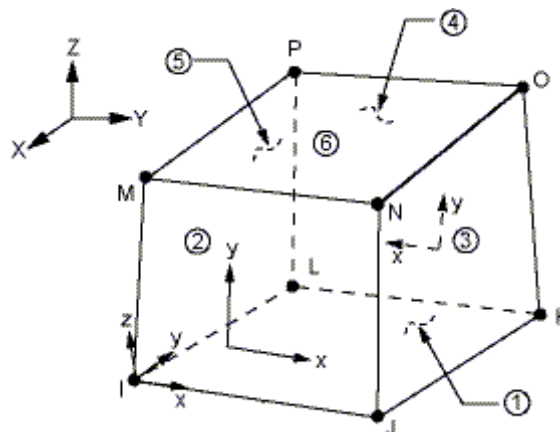


Figura 21 - Elemento sólido, tipo SOLID45, ANSYS (2010).

Elementos finitos de viga, onde são considerados os efeitos de flexão e de torção, foram utilizados para modelar as demais peças estruturais da ponte metálica. As barras de contraventamento que compõem os diafragmas foram modeladas a partir de elementos de viga tridimensionais do tipo BEAM44, que possuem dois nós e seis graus de liberdade por nó. A Figura 22 ilustra o elemento BEAM44.

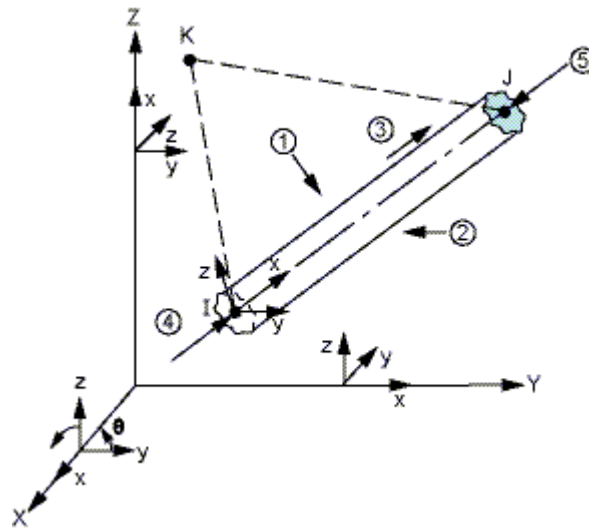


Figura 22 - Elemento de viga, tipo BEAM44, ANSYS (2010).

Elementos finitos de mola linear do tipo COMBIN14 foram utilizados para modelar os conectores de cisalhamento. Estes elementos finitos possuem dois nós e três graus de liberdade por nó, e são responsáveis pela conexão entre a mesa superior e a laje, a partir de nós coincidentes. Suas propriedades foram consideradas totalmente rígidas, de forma a simular a hipótese de interação total. A Figura 22 ilustra o elemento COMBIN14.

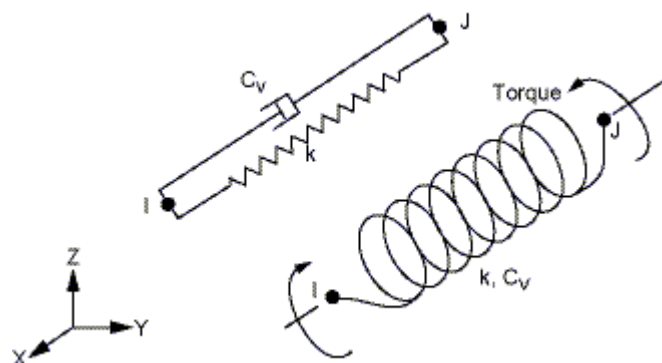


Figura 23 - Elemento de mola linear, tipo COMBIN14, ANSYS (2010).

3.3 Modelagem do amortecimento estrutural

A determinação do amortecimento estrutural em pontes rodoviárias é uma tarefa complexa que não pode ser determinada analiticamente. Por definição, amortecimento é o processo pelo qual a energia proveniente do movimento vibratório é dissipada. Muitas das interações entre as peças estruturais, onde ocorre a maior parte da dissipação de energia, não é modelada. O amortecimento não depende apenas das propriedades intrínsecas dos materiais que compõem a estrutura, mas também de outros fatores, tais como a presença de acabamentos, alvenarias, divisórias e equipamentos fixos.

Para avaliar corretamente o amortecimento de uma estrutura seria necessário realizar ensaios experimentais. Entretanto, a realização destes ensaios requer bastante tempo e possuem custos elevados. Por esta razão, o amortecimento estrutural é geralmente obtido em termos de taxas de contribuição, ou taxas de amortecimento modal.

Com esse propósito, é usual utilizar a matriz de amortecimento de Rayleigh, devido a Lord Rayleigh (CLOUGH e PENZIEN, 1995), definida como combinação linear da matriz de massa e da matriz de rigidez do sistema, com taxas de contribuição α e β , respectivamente, como expresso na Equação (4).

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4)$$

Onde:

M: Matriz de massa;

K: Matriz de rigidez.

A Equação (4) pode ser reescrita, em termos de taxa de amortecimento modal e frequência natural circular (rad/s), como:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta\omega_{0i}}{2} \quad (5)$$

Onde:

ξ_i : Taxa de amortecimento do modo i ;

ω_{0i} : Frequência natural circular do modo i .

Isolando α e β da Equação (5) para duas frequências naturais mais importantes, obtêm-se as Equações (6) e (7).

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \beta\omega_{01}^2 \quad (6)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}^2 - \omega_{01}^2} \quad (7)$$

Alguns autores consultados, como Silva (1996), Ferreira (1999), Pravia (2003), e o guia de projeto AISC 11 (MURRAY et al, 2003), orientam quanto à decisão dos valores para a taxa de amortecimento modal (ξ_i) de acordo com determinadas condições da estrutura. Segundo essas referências, estruturas de aço apresentam coeficientes de amortecimento entre 1 e 4%. Quando medidos experimentalmente em pontes metálicas, os coeficientes de amortecimento apresentam-se geralmente inferiores a 0,5%. No entanto, como se trata de uma concepção de projeto, decidiu-se adotar um coeficiente de amortecimento no valor de 3% ($\xi = 3\%$) para todos os modos. A Tabela apresenta os parâmetros α e β utilizados nas análises dinâmicas, para a modelagem do amortecimento da estrutura da ponte metálica desenvolvida nesse estudo.

Tabela 7 - Parâmetros α e β usados na análise dinâmica

f_{01} (Hz)	f_{02} (Hz)	ω_{01} (rad/s)	ω_{02} (rad/s)	α	β
2,97	3,67	18,71	23,06	0,61985409	0,00143620

Assim, a partir de duas frequências naturais é possível calcular os valores de α e β . Em geral, a frequência natural ω_{01} é tomada como a menor frequência natural, ou frequência fundamental da estrutura, e ω_{02} como a segunda frequência natural.

3.4 Modelagem das irregularidades do pavimento

O modelo de irregularidade longitudinal de um pavimento pode ser considerado como um conjunto dos desvios da superfície que afetam a qualidade de rolamento e a ação dinâmica das cargas sobre a rodovia. Dessa forma, a irregularidade é uma grandeza física mensurável direta ou indiretamente, que por sua vez permite uma melhor avaliação de custo operacional dos veículos, conforto, segurança, velocidade de percurso e economia das viagens. Tais irregularidades podem ter origem nas imperfeições ocorridas durante o processo construtivo, assim como podem resultar de problemas ocorridos após a construção, como resultado da atuação do tráfego, pois a contínua solicitação imposta pelo tráfego ao pavimento altera as condições de sua superfície com o passar do tempo.

Além disso, o aparecimento das irregularidades também pode ser fruto de fatores ambientais, como por exemplo, a combinação da água das chuvas e as elevadas variações de temperatura que, em conjunto com as solicitações impostas pelo tráfego, podem provocar deformações plásticas no revestimento asfáltico, e, conseqüentemente, diminuir a capacidade de suporte do pavimento. No decorrer dos anos, excelentes trabalhos sobre características de irregularidades de pavimento foram apresentados pela comunidade científica, como Silva (1996), Almeida (2006), Amorim (2007), Chantre (2008), Leitão (2009) e Leitão (2014).

A distribuição do perfil irregular do pavimento é considerada segundo modelo randômico com base na densidade espectral do pavimento. Os tipos de pavimentos escolhidos para a análise são de qualidade boa e ruim, observando-se que essas categorias são definidas segundo a classificação das irregularidades do pavimento que pode ser encontrada nos autores Silva (1996), Almeida (2006), Amorim (2007) e Chantre (2008).

No que tange à modelagem das irregularidades não determinísticas, o ponto de partida desta abordagem é a representação da função das irregularidades, $v_b(x)$,

com base em seu espectro complexo de Fourier. A Figura 24 ilustra um modelo aleatório de irregularidade definido pela função $v_b(x)$.

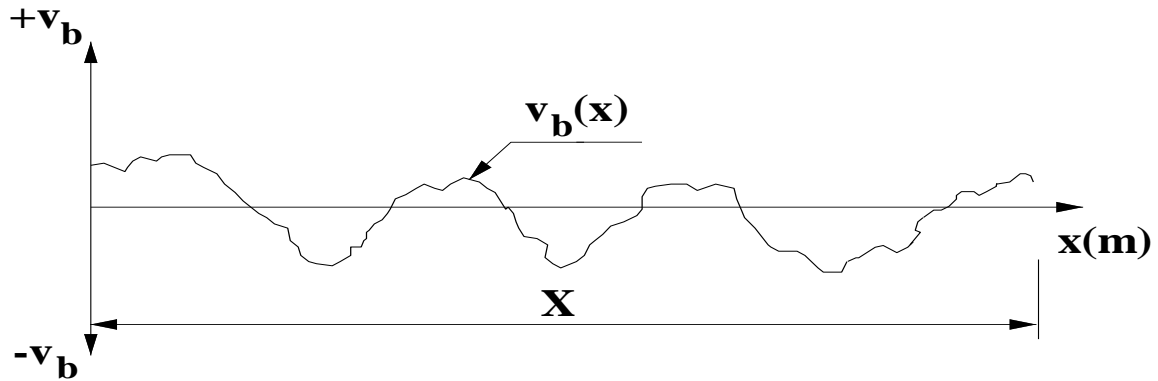


Figura 24 - Função de irregularidade não determinística, Silva (1996).

Deve-se então discretizar a função $v_b(x)$ para gerar um conjunto de amostras de irregularidades aproximando a distribuição das mesmas por uma série finita de harmônicos, conforme a Equação (8).

$$v_b(x) = \sum_{i=1}^N v_{bi} \cos[\omega_i x - \varphi_i] \quad (8)$$

Onde:

v_{bi} : Amplitude real da parte harmônica;

ω_i : Frequência do harmônico i ;

φ_i : Ângulo de fase do harmônico i determinada;

N : Número de harmônicos.

A amplitude da parte harmônica das irregularidades, v_{bi} , e a densidade espectral das irregularidades $\Phi_{v_b v_b}(\omega)$ são definidas, respectivamente, pelas Equações (9) e (10), a seguir.

$$v_{bi} = \sqrt{2\Delta\omega\Phi_{v_b v_b}(\omega_i)} \quad (9)$$

$$\Phi_{vbvb}(\omega) = \Phi(\omega_0) \left[\frac{\omega}{\omega_0} \right]^{-w} \quad (10)$$

Onde:

$\Phi_{vbvb}(\omega_i)$: Densidade espectral das irregularidades (Equação 10);

$\Delta\omega$: Denota o intervalo de discretização;

w: ondulabilidade da pista, tomada com um valor igual a 2 (SILVA, 1996).

Um aspecto interessante referente à modelagem das irregularidades de um pavimento é que para se determinar a densidade espectral das mesmas, $\Phi_{vbvb}(\omega)$, faz-se necessária a determinação de um coeficiente de amplitude, $\Phi(\omega_0)$. Este coeficiente de amplitude representa o volume das irregularidades em relação a uma superfície perfeitamente plana, sendo seus valores expressos em cm^3/m para uma frequência básica das irregularidades equivalente a uma por metro e ondulabilidade da pista igual a dois. O coeficiente $\Phi(\omega_0)$ é determinado em função da qualidade do pavimento, conforme ilustra a Tabela 8.

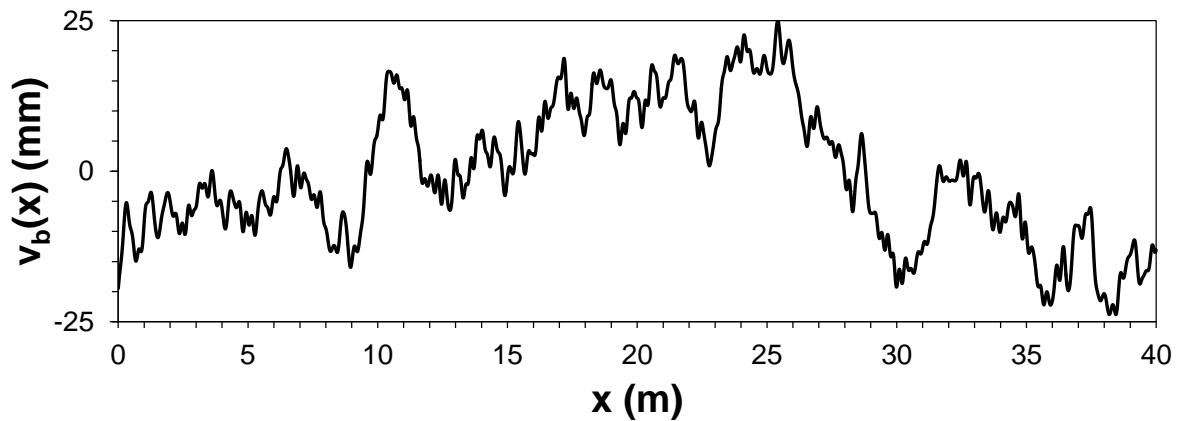
Tabela 8 - Classificação das irregularidades do pavimento, coeficiente de amplitude em cm^3 , $\Phi(\omega_0)$, Silva (1996)

Qualidade do pavimento	Limite inferior	Valor médio	Limite superior
Excelente	0,5	1	< 2
Bom	2	4	< 8
Médio	8	16	< 32
Ruim	32	64	< 128
Muito Ruim	128	256	< 512

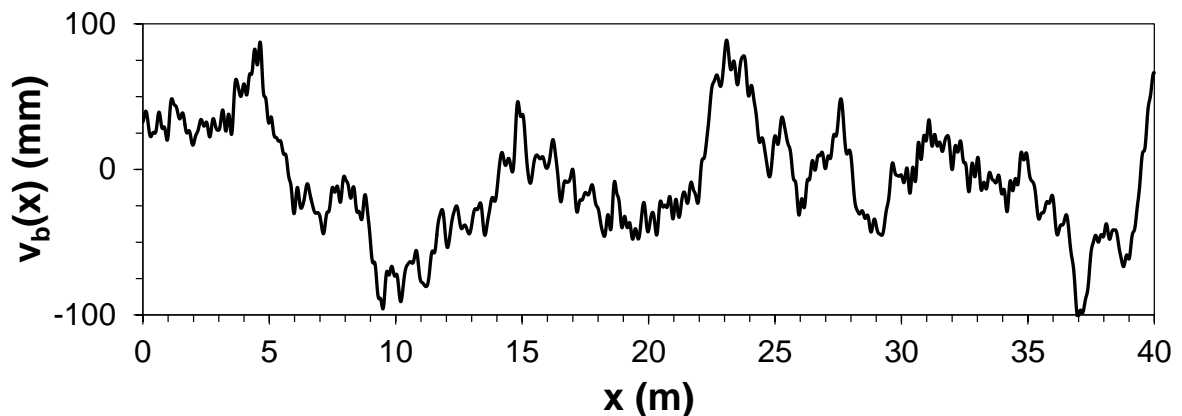
As irregularidades da pista são definidas segundo modelo não determinístico com base na densidade espectral do pavimento. Adota-se para as irregularidades

aleatórias uma distribuição normal e um processo randômico fracamente estacionário de segunda ordem, Silva (1996).

A fim de ilustrar a forma e a amplitude das irregularidades, são apresentados a seguir os perfis de irregularidade gerados com base no modelo matemático para pistas de qualidade boa e ruim, utilizados neste trabalho. No eixo das abscissas estão representadas, em metros, as coordenadas horizontais ao longo do comprimento da ponte e no das ordenadas, em milímetros, as amplitudes das irregularidades. Foi utilizada uma escala deformada para permitir a visualização da natureza randômica das irregularidades empregadas (Figura 25).



a) Qualidade da pista: boa ($\Phi(\omega_0) = 4 \text{ cm}^3$).



b) Qualidade da pista: ruim ($\Phi(\omega_0) = 64 \text{ cm}^3$).

Figura 25 - Exemplo de amostras de irregularidades.

Assim, as forças de irregularidades utilizadas para carregar a estrutura são geradas com base na interação do veículo com os perfis de irregularidade não determinísticos apresentados, com pavimento de qualidade ruim e boa.

4 MODELAGEM MATEMÁTICA DOS VEÍCULOS

4.1 Introdução

Veículos são normalmente modelados como sistemas dinâmicos constituídos por conjuntos de massa-mola-amortecedor, cujas propriedades dinâmicas interagem com a ponte e tem grande influência na sua resposta estrutural. Neste capítulo apresenta-se a nomenclatura de veículos adotada atualmente pelos principais órgãos de fiscalização das rodovias no país. Em seguida, apresenta-se o modelo matemático que descreve os veículos utilizados nas análises dinâmicas neste estudo, bem como a justificativa, baseado em um veículo de carga frequente nas rodovias brasileiras.

4.2 Veículos de carga reais

4.2.1 Nomenclatura do Quadro de Fabricantes de Veículos (QFV-2012)

Os tipos de veículos pesados são agrupados em classes e identificados por códigos. Os sistemas de identificação da classe de veículos devem contemplar algumas informações básicas sobre o veículo, como: número de partes que o constituem, configuração dos eixos e tipo de conexão usada nas partes do veículo. Geralmente, nomenclaturas definidas pelo DNIT nos Quadros de Fabricantes de Veículos (QFV) são as mais utilizadas. Estes documentos são lançados periodicamente, com códigos para cada classe componente do espectro de veículos das Portarias do DENATRAN (ROSSIGALI, 2013).

Assim, de acordo com os órgãos rodoviários, a classificação dos veículos pode ser feita de forma expedita. Resumidamente, a nomenclatura segue as seguintes regras: os veículos monolíticos e as ligações tipo reboque são representados pela letra “C”, enquanto as ligações semirreboque são representadas pela letra “S”. Em ambos os casos, busca-se apenas informar o total de eixos de

cada unidade. As mesmas regras são aplicadas, em geral, para caminhões e ônibus; entretanto, para os ônibus incorpora-se a letra “O” ao início do código.

Dessa forma, decidiu-se adotar neste trabalho a nomenclatura do QFV (DNIT, 2012) para as classes de veículos. Outras informações sobre nomenclaturas de veículos podem ser encontradas em Rossigali (2013).

4.2.2 Principais classes de veículos

A partir de dados de tráfego em rodovias federais publicadas pelo DNIT, Rossigali (2006) efetuou um detalhado estudo estatístico para criar uma base reduzida de dados, composta dos veículos com maior frequência de ocorrência. A Figura 26 apresenta a silhueta desses veículos e as suas dimensões médias, além da sua nomenclatura segundo o QFV-2012 (DNIT, 2012).

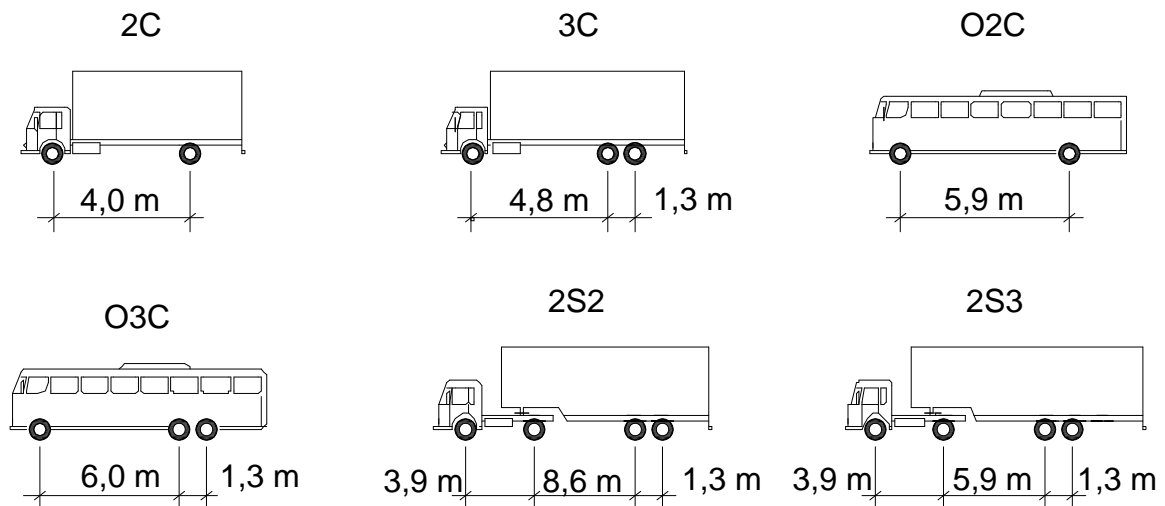


Figura 26 - Dimensões médias de veículos frequentes (ROSSIGALI, 2006).

Segundo o trabalho realizado por Rossigali (2006), foram levantadas as frequências de classes de veículos no posto de fiscalização P51 do DNIT, localizado em uma rodovia no estado do Espírito Santo. A partir dessa pesquisa, o autor observou que as distribuições e os valores representativos do posto P51 são bastante semelhantes ao padrão geral da malha viária nacional. A Figura 27

apresenta a distribuição de frequências relativas observadas no posto P51. Nesta distribuição são consideradas apenas as seis classes de veículos de carga da Figura 26, excluindo-se as classes de veículos leves e utilitários.

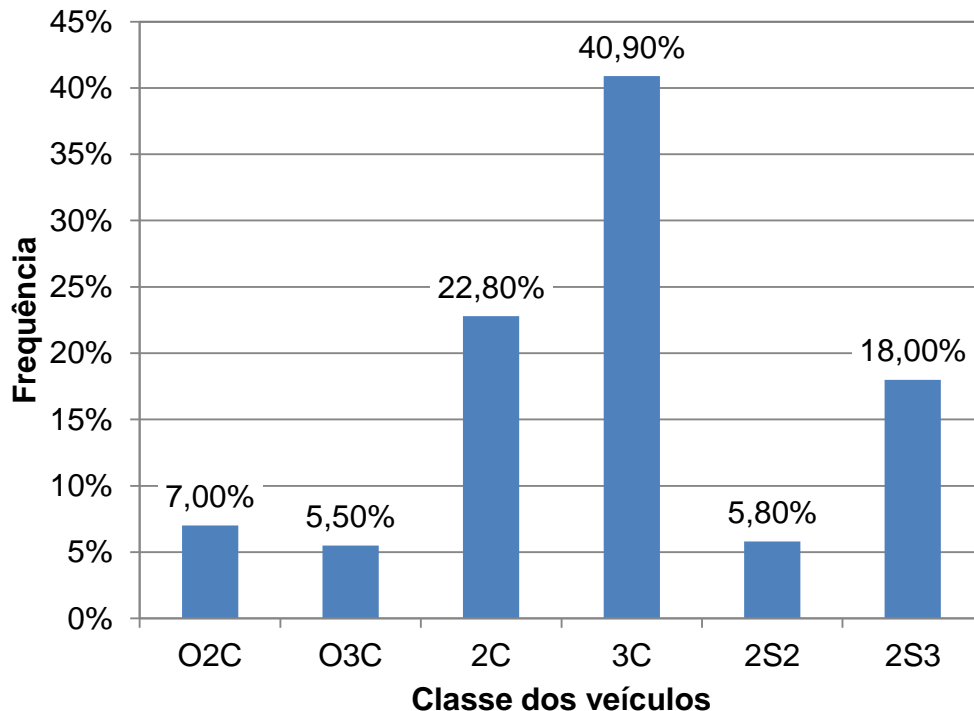


Figura 27 - Distribuição de frequências de classes de veículos relativas ao posto P51, Espírito Santo, excluindo-se as classes leves e utilitários (ROSSIGALI, 2006).

4.3 Modelo matemático dos veículos

No âmbito desta investigação, o modelo matemático utilizado nas análises dinâmicas baseia-se no modelo de veículo discreto desenvolvido por Almeida (2006), sendo constituído por sistemas de molas e amortecedores que visam representar a rigidez e o amortecimento dos pneus e o sistema de suspensão do veículo. Este modelo matemático possui 4 graus de liberdade, sendo 3 de translação e 1 de rotação, de acordo com a Figura 28.

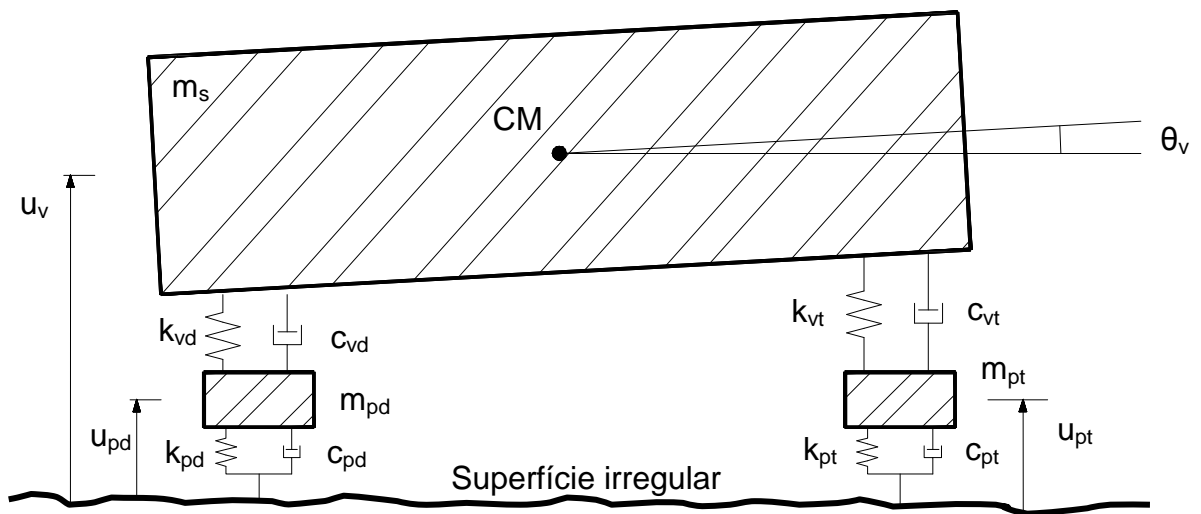


Figura 28 - Modelo de veículo simplificado com 4 graus de liberdade.

O modelo com 4 graus de liberdade empregado nesta dissertação busca representar um veículo de carga monolítico da classe 2C, bastante frequente nas rodovias brasileiras, conforme ilustrado na Figura 29. Entretanto, segundo Santos (2007), os veículos compostos por três eixos (classe 3C) também podem ser representados por este modelo, já que a proximidade entre os dois eixos traseiros (*Tandem Duplo*) e a existência de um sistema que distribui peso do veículo de forma igualitária para estes dois eixos, justificariam esta modelagem simplificada.

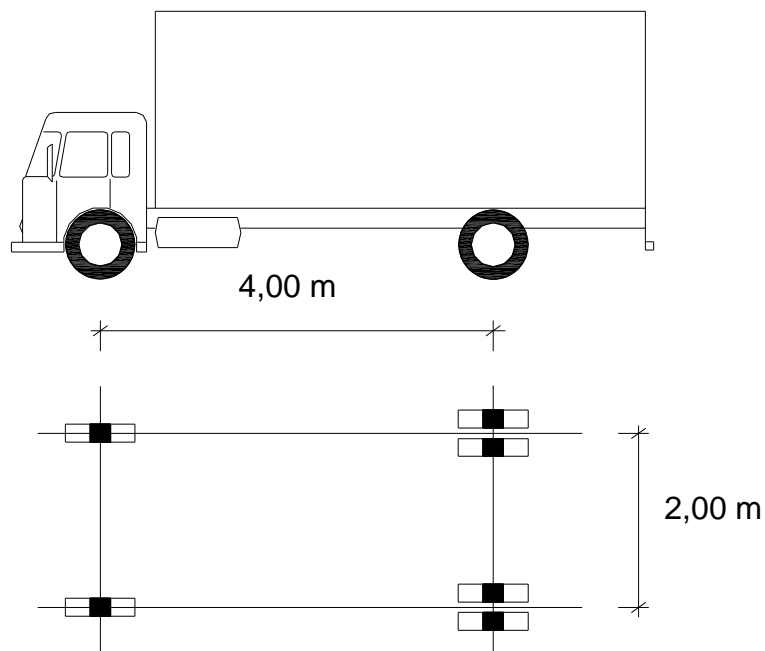


Figura 29 - Silhueta do veículo de carga da classe 2C com dimensões médias.

Ressalta-se, também, que o veículo da classe 2C, Figura 29, possui eixos com quantidade de rodas diferentes. De acordo com Quadro de Fabricantes de Veículos (DNIT, 2012), o eixo dianteiro desta classe de veículos recebe a sigla SRS (“eixo direcional simples”) e o eixo traseiro é denominado SRD (“eixo simples de rodas duplas”). Assim, a modelagem dinâmica adequada do veículo deve considerar propriedades dinâmicas distintas para cada um dos eixos. Outros autores, como Santos (2007), por exemplo, desenvolveram modelos de veículos mais complexos, com 6 graus de liberdade, como ilustrado na Figura 30.

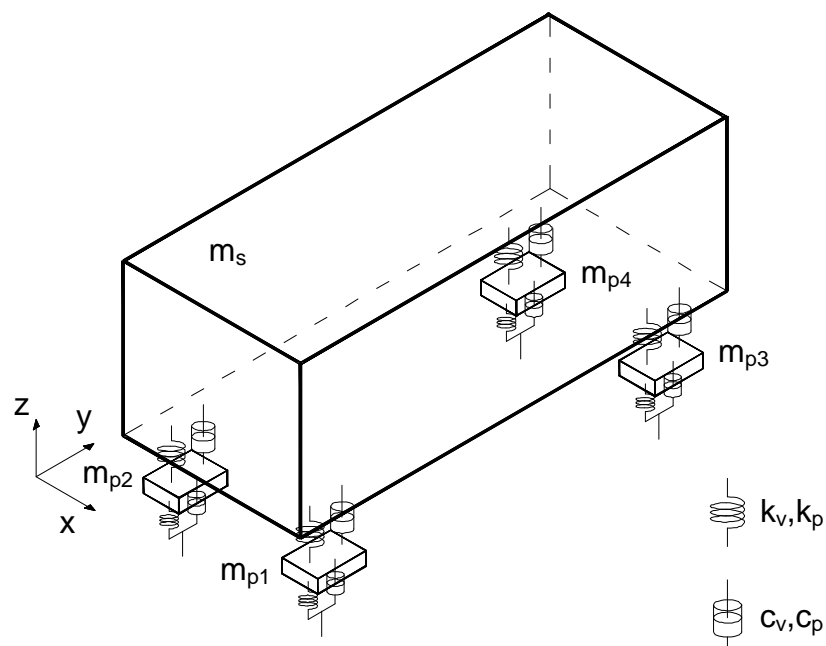


Figura 30 - Modelo de veículo tridimensional com 6 graus de liberdade implementado por Santos (2007).

4.3.1 Características dinâmicas do modelo de veículo de carga da classe 2C

As características dinâmicas do veículo utilizado neste trabalho estão representadas na Tabela 9. Importante ressaltar que, como o modelo do veículo simplificado adotado neste trabalho é bidimensional, a rigidez de um pneu no modelo simplificado é duas vezes a rigidez do pneu no modelo tridimensional implementado por Santos (2007), representado na Figura 30.

O mesmo raciocínio é válido para as massas não suspensas e para a rigidez das suspensões. Com relação aos amortecimentos do modelo, esses são determinados em função da fração de amortecimento indicada na Tabela 9, com recurso às equações dinâmicas deduzidas por Almeida (2006) para o veículo bidimensional de dois eixos da Figura 28.

Tabela 9 - Características dinâmicas do modelo bidimensional simplificado do veículo de carga da classe 2C (SANTOS, 2007).

Características dinâmicas	Valor	Unidade
Massa total (m)	20,3	ton
Massa suspensa (m_s)	18599	kg
fração de amortecimento	10,0	%
Frequência natural associada à rotação de m_s	1,17	Hz
Frequência natural associada à translação de m_s	2,08	Hz
Frequência natural associada à m_{pt}	10,00	Hz
Frequência natural associada à m_{pd}	14,73	Hz
Eixo dianteiro tipo SRS (Direcional simples)		
Rigidez da suspensão dianteira (k_{vd})	864	kN/m
Rigidez do pneu dianteiro (k_{pd})	1620	kN/m
Massa não-suspensa dianteira (m_{pd})	635	kg
Eixo traseiro tipo SRD (Simples de rodas duplas)		
Rigidez da suspensão dianteiro (k_{vt})	2340	kN/m
Rigidez do pneu traseiro (k_{pt})	6720	kN/m
Massa não-suspensa traseira (m_{pt})	1066	kg

As frequências naturais do veículo utilizado nesta dissertação, Figuras 28 e 30, são calculadas segundo as equações de equilíbrio dinâmico desenvolvidas em Almeida (2006) e Silva (1996). Estas frequências estão de acordo com os valores das frequências de veículos de classes correlatas, cujos valores, medidos experimentalmente, são apresentados em Rossigali (2006), Santos (2007) e Rossigali (2013).

5 ANÁLISE ESTÁTICA DA PONTE

5.1 Introdução

Neste capítulo realiza-se a análise estática do modelo estrutural. Importante ressaltar que, para uma análise estática, deve ser utilizado o módulo de elasticidade estático do concreto, definido na Tabela 6 com o valor de 23,8 GPa. Do contrário, em todas as demais análises realizadas nesta dissertação é utilizado o módulo de elasticidade dinâmico, no valor de 30,5 GPa. Os resultados obtidos na análise estática são comparados com outros trabalhos da bibliografia, que discorrem sobre o mesmo projeto, como Pinho e Belley (2007) e Toledo (2011).

5.2 Carregamentos adotados

5.2.1 Cargas Permanentes

- Peso próprio da estrutura: calculado pelo programa ANSYS (2010), função do volume e da massa específica dos elementos do modelo estrutural;
- Carga devido ao pavimento flexível, considerada a espessura média de 12,5 cm de CBUQ com peso específico de 18 kN/m³.
- Peso próprio dos guarda-rodas de concreto, com área de aproximadamente 0,23 m², e peso específico de 25 kN/m³, situados ao longo das extremidades laterais da ponte.

5.2.2 Cargas Móveis

- Carga móvel rodoviária classe TB-450, definida por um veículo tipo com peso de 450 kN dividido por seis rodas, $P = 75$ kN e três eixos afastados de 1,5m.
- Carga móvel uniformemente distribuída de 5,0 kN/m² aplicada sobre toda a área do tabuleiro, com exceção da área ocupada pela carga móvel rodoviária padrão TB-450.

5.3 Definição das cargas móveis para análise estática

As cargas móveis foram definidas de acordo com a configuração da Figura 31, que representa as definições requeridas pela NBR 7188 (2013). Para obter os maiores esforços estáticos, o veículo foi posicionado, transversalmente, na extremidade do tabuleiro, conforme representado na Figura 32.

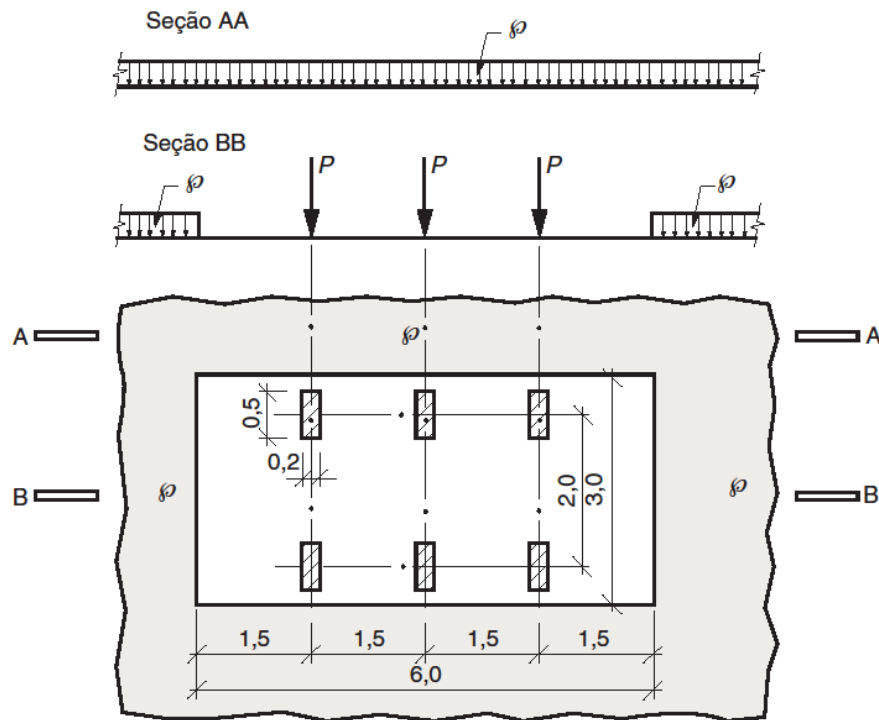


Figura 31 - Carga móvel distribuída e veículo tipo TB-450, NBR 7188 (2013).

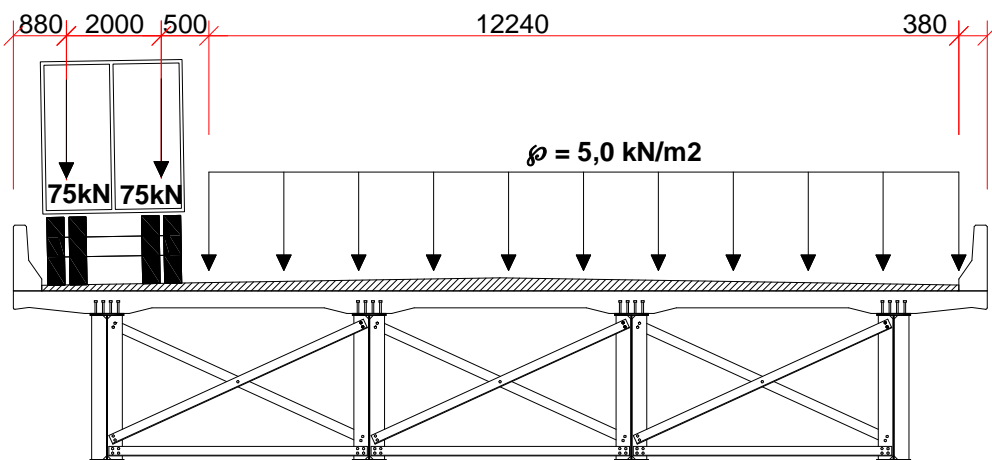


Figura 32 - Seção transversal do veículo-tipo sobre a ponte.

5.4 Coeficientes de amplificação dinâmica segundo a NBR 7188 (2013)

5.4.1 Coeficiente de impacto vertical

As cargas móveis verticais características definidas na Figura 31 devem ser majoradas para o dimensionamento de todos os elementos estruturais pelo coeficiente de impacto vertical CIV.

$$\text{CIV} = 1,35, \text{ para vãos menores do que } 10 \text{ m}; \quad (11)$$

$$\text{CIV} = 1 + 1,06 \cdot (20 / (\text{Liv} + 50)), \text{ para vãos entre } 10 \text{ m e } 200 \text{ m}. \quad (12)$$

Onde

Liv: vão da estrutura, expresso em metros

Para o modelo em questão, calcula-se $\text{CIV} = 1,24$, segundo a Equação (12), em que Liv foi tomado igual ao vão teórico de 39,4 m, ligeiramente menor que o vão real de 40 m.

5.4.2 Coeficiente de número de faixas

As cargas móveis características, definidas nas Figuras 31 e 32, devem ser ajustadas pelo coeficiente do número de faixas do tabuleiro CNF, de acordo com a Equação (13), onde n é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo:

$$\text{CNF} = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad (13)$$

A norma ressalta ainda que, acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia. Este coeficiente não se aplica ao dimensionamento de

elementos estruturais transversais no sentido do tráfego (lajes, transversinas etc.). Especificamente para este projeto, admitindo-se a hipótese da existência de três faixas de tráfego sobre a ponte, tem-se $CNF = 0,95$.

5.4.3 Coeficiente de impacto adicional

A norma NBR 7188 (2013) traz um novo coeficiente de impacto para o cálculo dos esforços devido às cargas móveis. Trata-se do coeficiente de impacto adicional, que majora os esforços devido à existência das juntas estruturais e ressaltos nas extremidades da obra-de-arte. Este coeficiente está definido nas Equações (14) e (15) abaixo.

$$CIA = 1,25, \text{ para obras em concreto ou mistas;} \quad (14)$$

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

Segundo a referida norma, todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo coeficiente de impacto adicional. Para o presente projeto, utiliza-se $CIA = 1,25$ para as cargas móveis em toda a extensão da ponte.

5.4.4 Coeficientes de ponderação das cargas verticais (NBR 7188, 2013)

Segundo a nova norma NBR 7188 (2013), o coeficiente de ponderação das cargas verticais é definido como o produto entre o coeficiente de impacto vertical, o coeficiente de número de faixas e o coeficiente de impacto adicional. Assim, tanto a carga móvel distribuída como as carga do veículo tipo TB-450 deverão ser majoradas pelo coeficiente de ponderação das cargas verticais, cujo valor está representado na Equação (16).

5.5 Resultados da Análise Estática

5.5.1 Esforços atuantes

Neste trabalho, por se tratar de uma análise em elementos finitos, os momentos nas vigas mistas foram calculados como o produto entre a tensão normal na mesa inferior e o módulo resistente à flexão da viga mista, sendo adotados os seguintes valores para esta propriedade: 59155 cm³ para as seções extremas e 81389 cm³ para as seções centrais (PINHO e BELEY, 2007). Para obtenção dos esforços estáticos máximos, o veículo tipo foi considerado em diversas posições ao longo do tabuleiro, obtendo-se os resultados a partir da envoltória resultante.

A Tabela 10 a seguir resume os esforços máximos obtidos para os casos de cargas permanentes e móveis, comparando-os com esforços calculados para o mesmo projeto, mas por outros autores, como Pinho e Belley (2007) e Toledo (2011). Os momentos atuantes foram calculados para duas posições distintas, no meio vão ($x = 20,0$ m), e na emenda entre as seções centrais e extremas ($x = 8,10$ m), sendo que nesta emenda o momento máximo ocorreu para um trem-tipo na posição $x = 11,10$ m

Tabela 10 - Comparação dos esforços de momento diversos autores.

Momentos - Cargas Permanentes (kNm)			
Posição	Pinho e Belley (2007)	Toledo (2011)	ANSYS (2010)
$x = 8,10$ m	4199,32	3988,90	4162,32
$x = 20,00$ m	6611,96	6431,85	6756,10
Momentos (com impacto) - Cargas Móveis (kNm)			
$x = 8,10$ m	4688,07	5303,30	5153,12
$x = 20,00$ m	7367,79	7844,00	7505,13

Os esforços cortantes atuantes foram calculados como a reação vertical máxima nas restrições de apoio das vigas. A Tabela 11 a seguir resume os esforços cortantes máximos obtidos para os casos de cargas permanentes e móveis.

Tabela 11 - Comparação dos esforços cortantes diversos autores.

Cortante - Cargas Permanentes (kN)		
Pinho e Belley (2007)	Toledo (2011)	ANSYS (2010)
671,3	652,98	673,56
Cortante (com impacto) - Cargas Móveis (kN)		
753,40	793,35	716,72

5.5.2 Deslocamentos translacionais verticais

A deformação máxima vertical devido às cargas permanentes foi obtida igual a 51,64 mm, medido no tabuleiro no centro do vão, conforme mostrado na Figura 33.

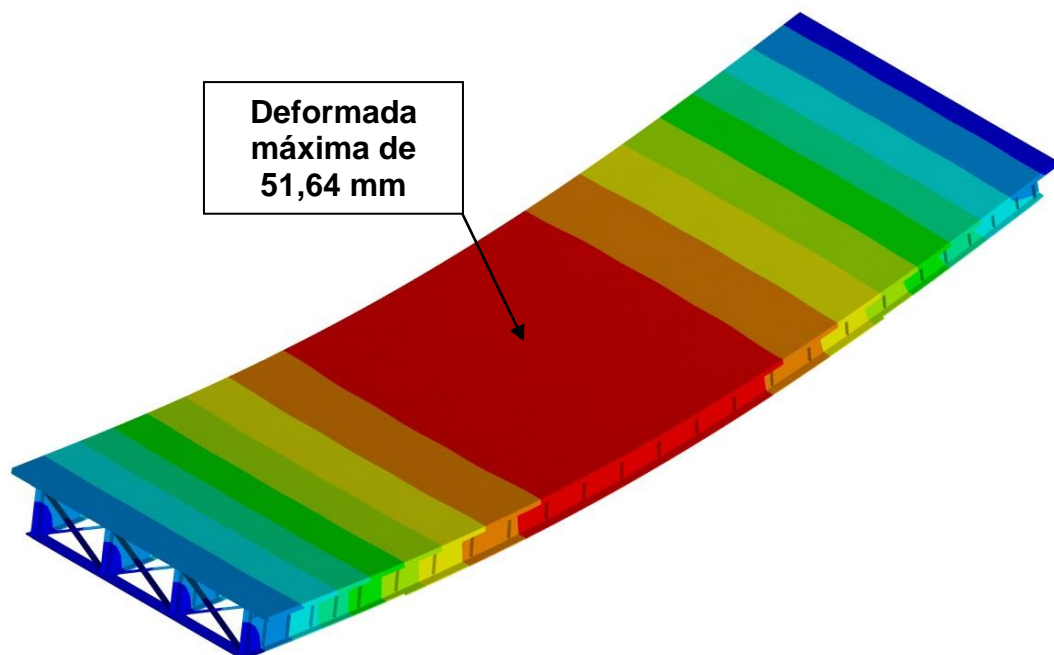


Figura 33 - Deformada da ponte em mm (cargas permanentes).

A deformação máxima vertical devido às cargas móveis com impacto resultou em um valor de 52,96 mm, medido na mesa inferior da viga V1 (Figura 34).

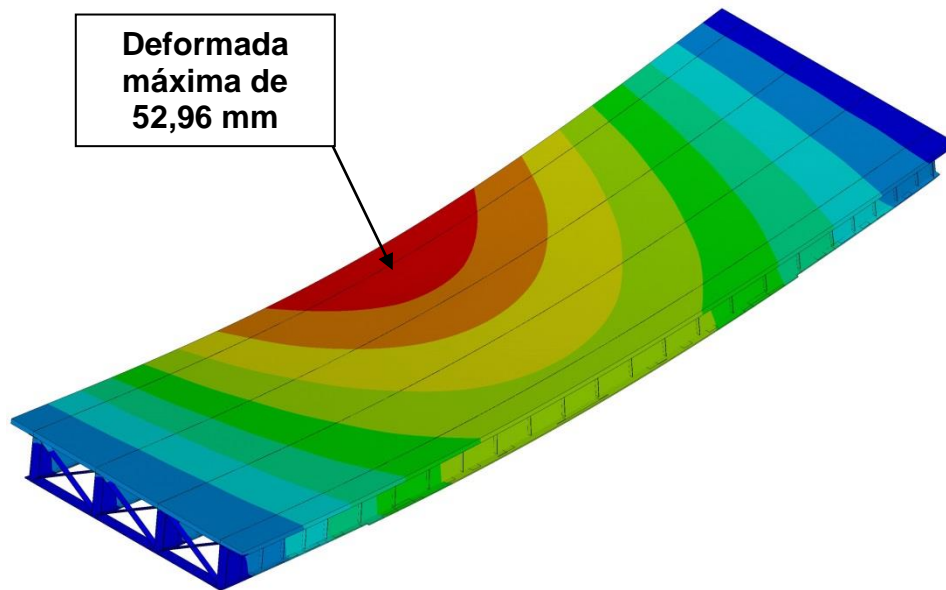


Figura 34 - Deformada da ponte para cargas móveis com impacto em mm (trem-tipo x=20,0m).

5.5.3 Considerações finais sobre a análise estática

Ressalta-se que, apesar de adotarem a mesma solução estrutural para a ponte, as referências citadas empregam metodologias de dimensionamento e análise distintas. Enquanto Pinho e Belley (2007) decidiram pelo método das tensões admissíveis, com uma abordagem coerente com o regulamento da AASHTO (2002), Toledo (2011) realizou o dimensionamento segundo a filosofia do método dos estados-limites (AASHTO, 2012; NBR 8800, 2008).

Além disso, ambas as referências utilizam as normas NBR 7188 (1984) e NBR 7187 (2003) para definição das cargas móveis, pelo que adotam um coeficiente de ponderação para as cargas verticais menor, igual a 1,12, baseado somente no vão da estrutura, segundo a fórmula $\varphi = 1,4 - 0,007xL \geq 1$. Com a revisão da NBR 7188 em 2013, o cálculo deste coeficiente passou a ser feito conforme citado no item 5.4, e, aplicando-os agora a este projeto, resultou em um coeficiente de ponderação das cargas móveis verticais aproximadamente 30% maior.

6 ANÁLISE MODAL - AUTOVALORES E AUTOVETORES

6.1 Análise das frequências naturais e modos de vibração

Inicialmente, com base na simulação numérica realizada, são obtidas as frequências naturais e os modos de vibração da ponte rodoviária mista (aço-concreto). De acordo com os resultados apresentados na Tabela 12, pode-se verificar que o valor da frequência fundamental (f_{01}) da ponte estudada, de acordo com a presente metodologia de análise, praticamente coincide com os valores calculados com base no emprego de outras estratégias de análise, como Silva (1996) e Murray et al (2003).

Tabela 12 - Frequências naturais obtidas, diferentes métodos de análise.

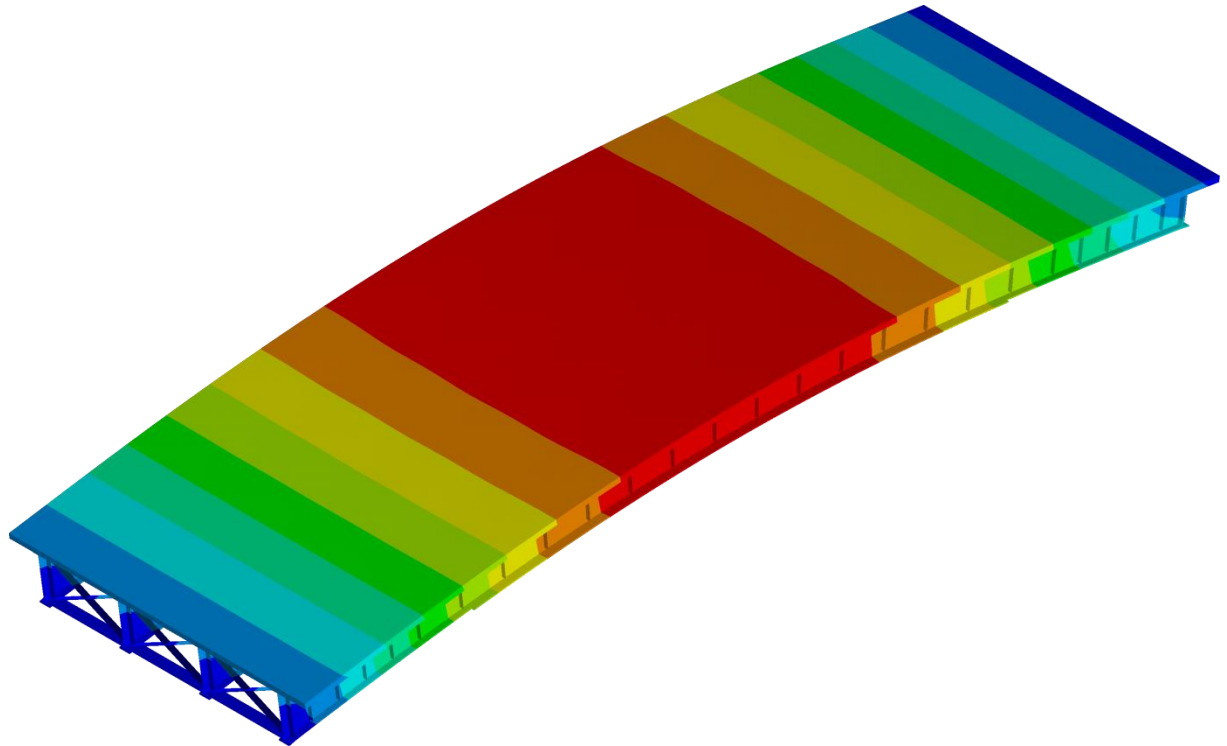
Frequências Naturais da Ponte f_{0i} (Hz), Ansys (2010)						GDYNABT Silva (1996) f_{01} (Hz)	AISC Murray et al (2003) f_{01} (Hz)
f_{01}	f_{02}	f_{03}	f_{04}	f_{05}	f_{06}		
2,97	3,67	6,28	9,67	10,84	11,83	2,88	2,90

Na Tabela 12 pode-se perceber que a pequena diferença entre os valores da frequência fundamental, para diferentes metodologias, fornece um bom indicativo de coerência no que diz respeito ao modelo numérico-computacional.

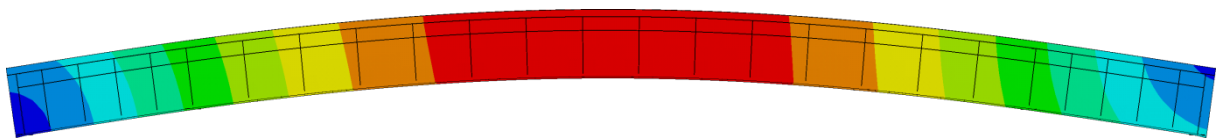
Os modos de vibração apresentados no presente estudo, em termos de comportamento, estão de acordo com os estudos apresentados anteriormente por Ferreira (1999), Pravia (2003) e Leitão (2009) e Leitão (2014), que se basearam em pontes de aço e mistas (aço-concreto).

Observa-se que o valor da frequência fundamental da ponte, $f_{01} = 2,97$ Hz, é relativamente baixo, o que demonstra a alta flexibilidade da mesma. Tal flexibilidade enfatiza a necessidade de se analisar a resposta dinâmica para esse tipo de estrutura. Esse primeiro modo é de especial interesse para a análise do comportamento dinâmico da estrutura quando submetida a carregamentos reais por apresentar uma frequência de vibração baixa e próxima a muitas frequências de

excitação características da passagem de comboios de veículos conhecidos. Na Figura 35 é apresentado o primeiro modo de vibração referente à frequência fundamental da ponte em estudo.



a) Perspectiva

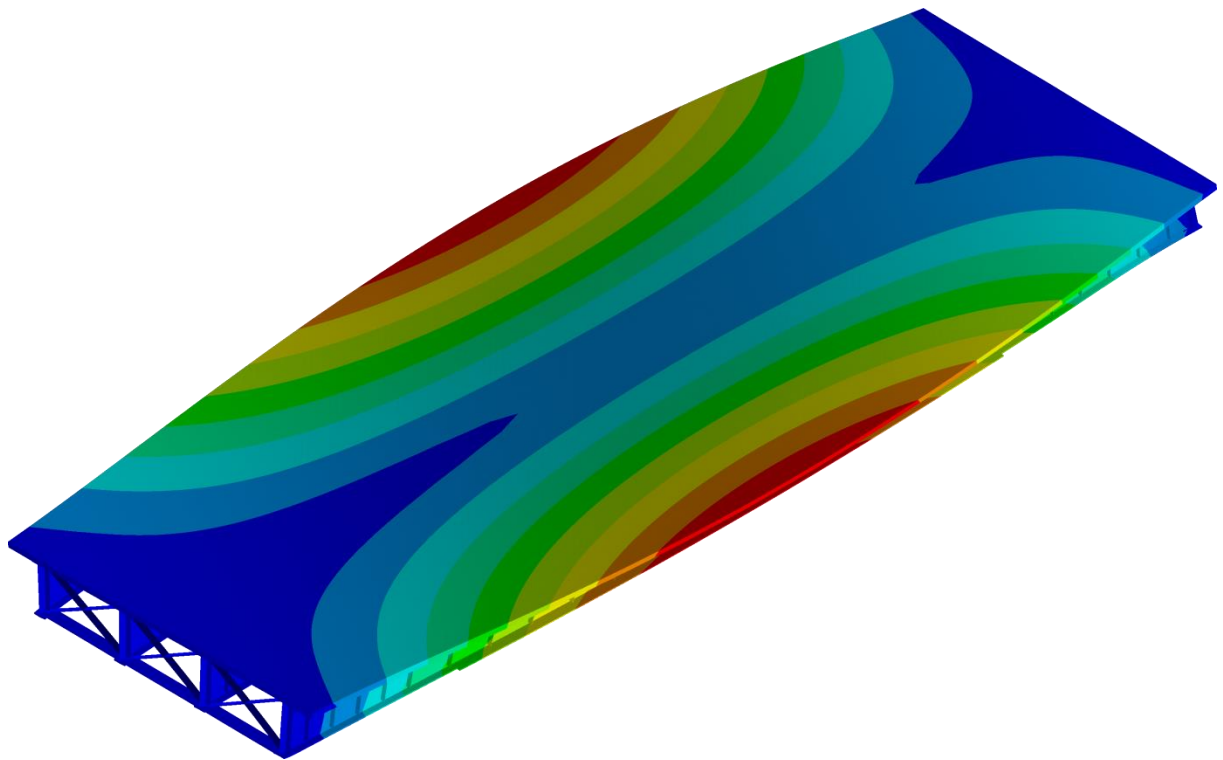


b) Vista longitudinal.

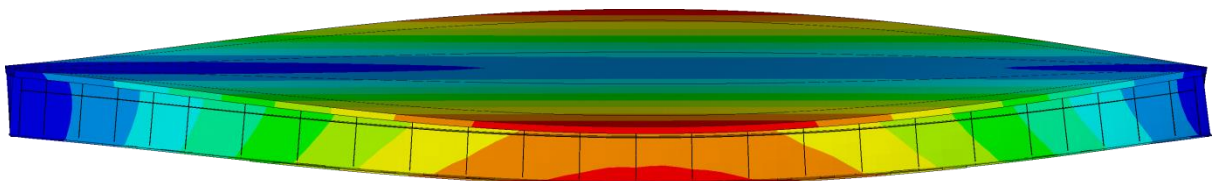


c) Vista frontal

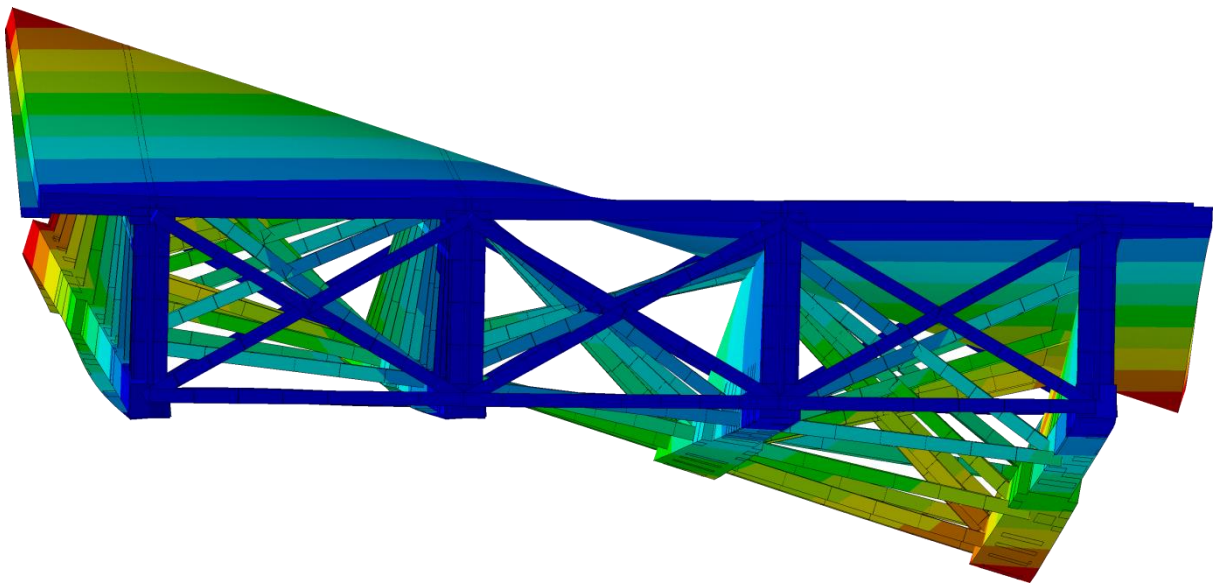
Figura 35 - 1º Modo de vibração (flexão longitudinal): $f_{01} = 2,97$ Hz.



a) Perspectiva

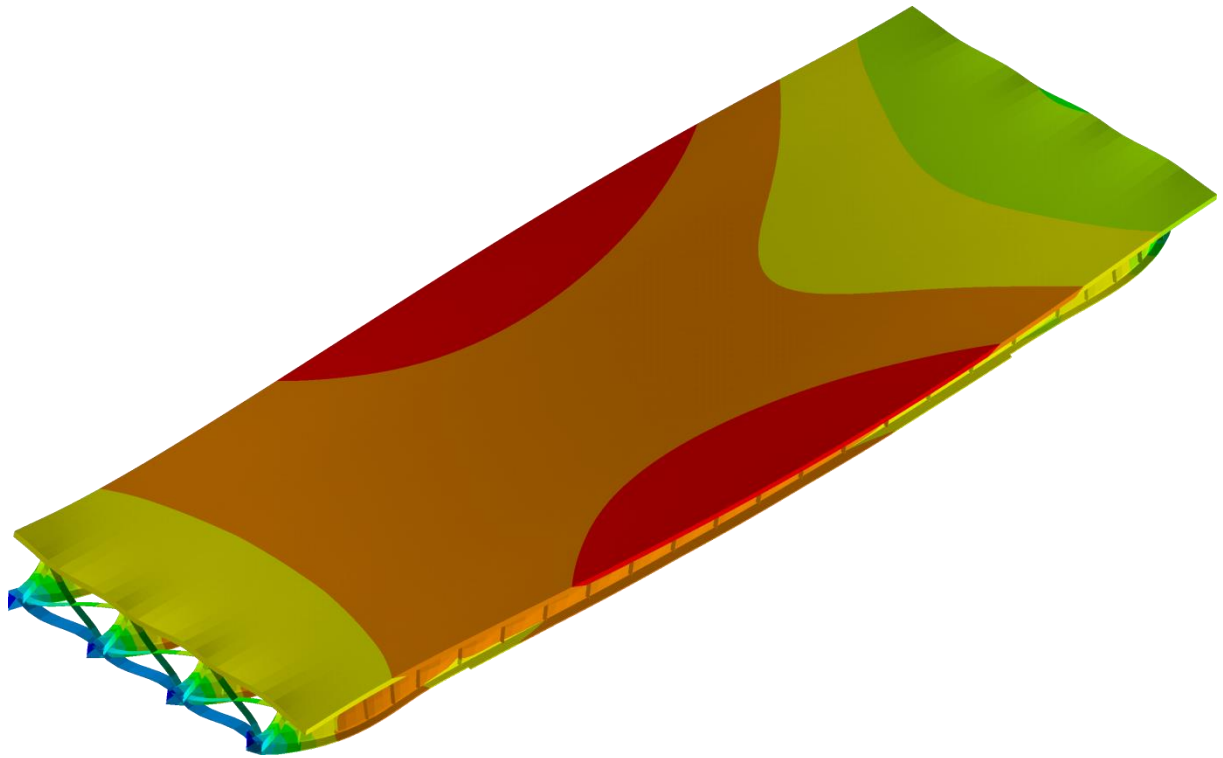


b) Vista longitudinal.



c) Vista frontal

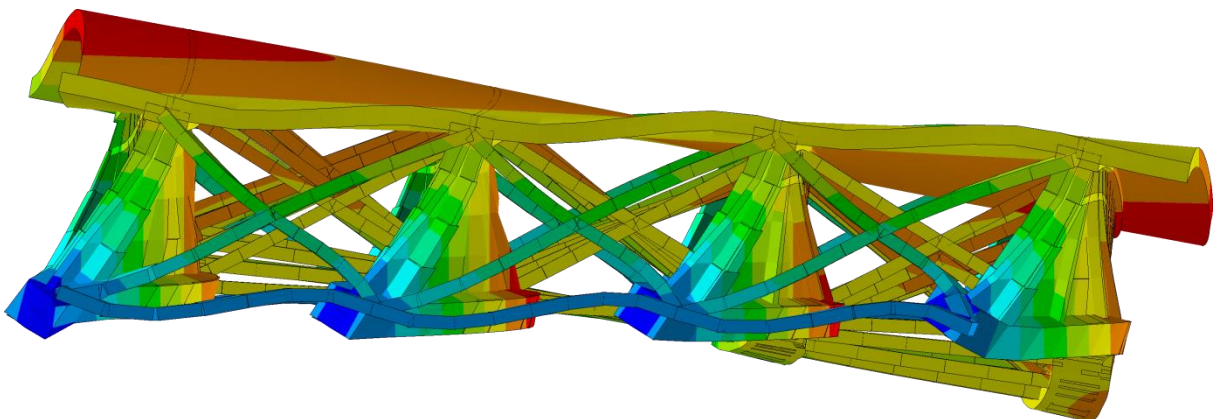
Figura 36 - 2º Modo de vibração (torção axial): $f_{02} = 3,67\text{Hz}$.



a) Perspectiva

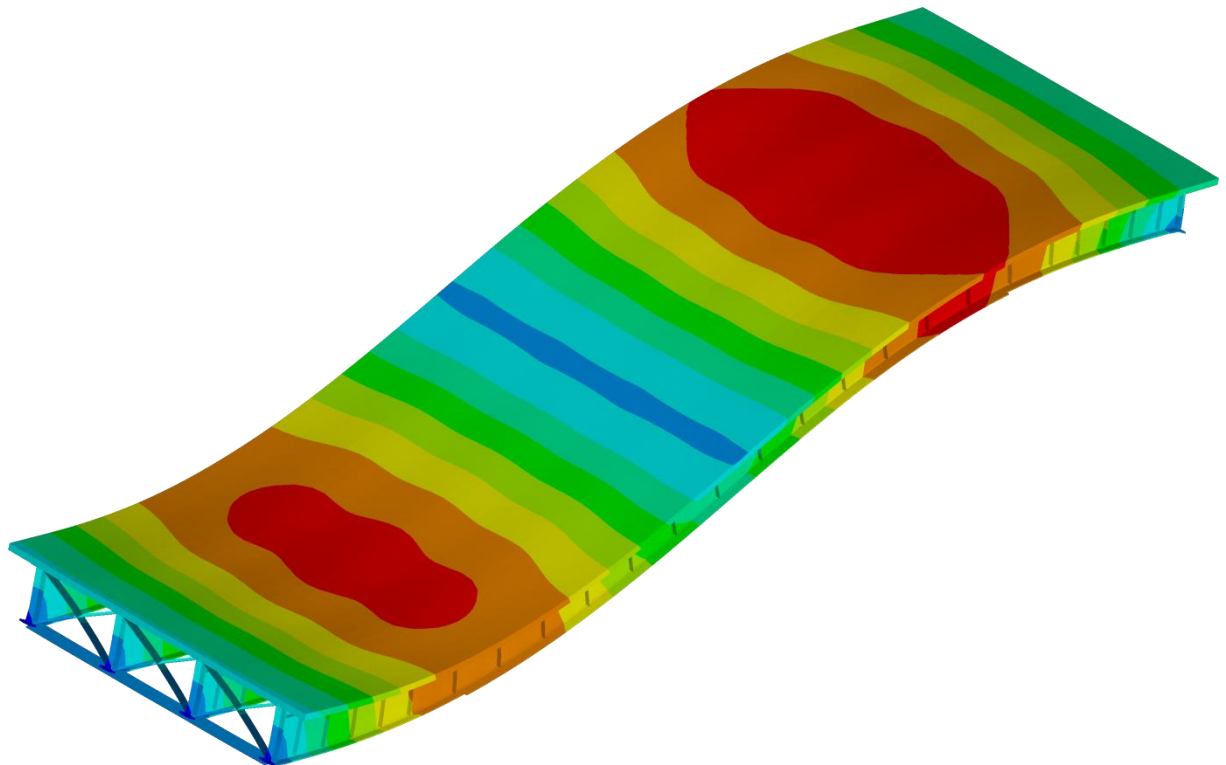


b) Vista longitudinal.

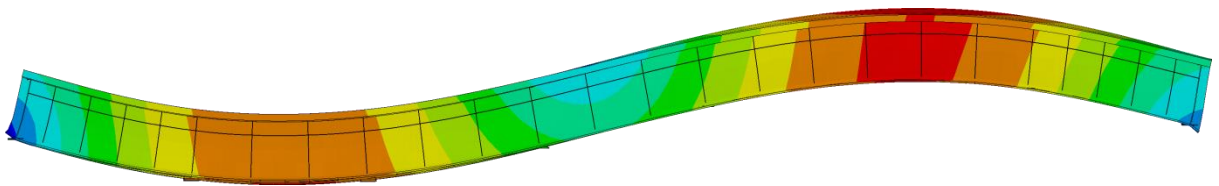


c) Vista frontal

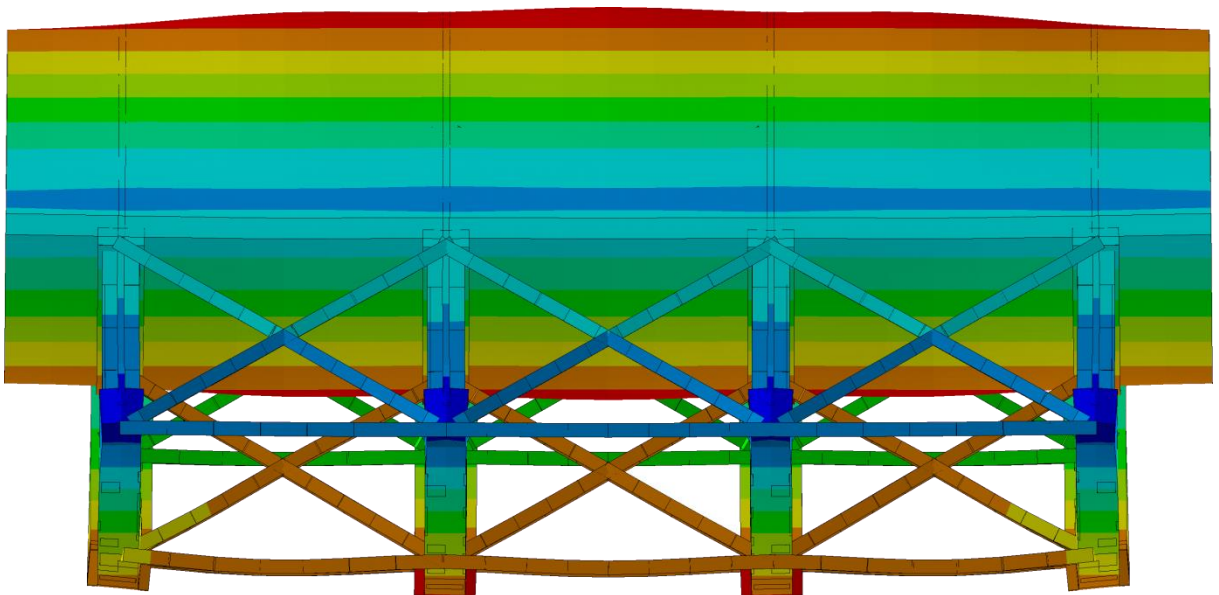
Figura 37 - 3° Modo de vibração (flexão lateral das vigas): $f_{03} = 6,28$ Hz.



a) Perspectiva

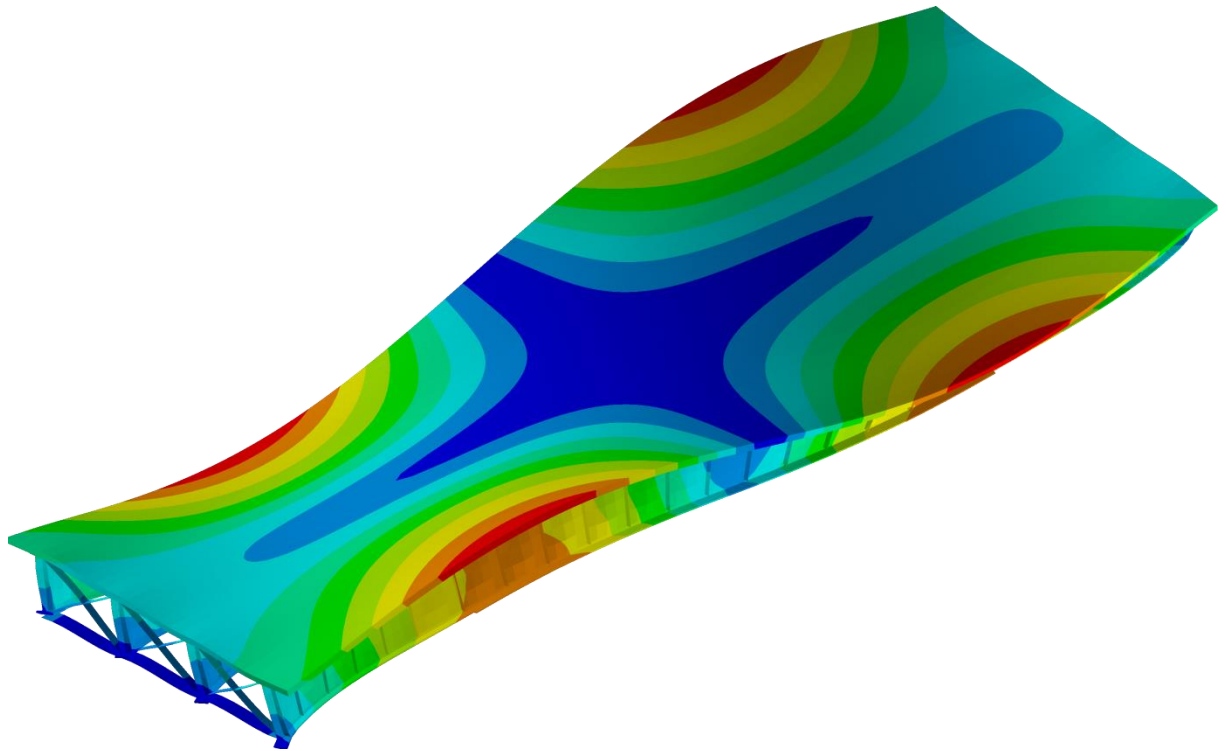


b) Vista longitudinal.

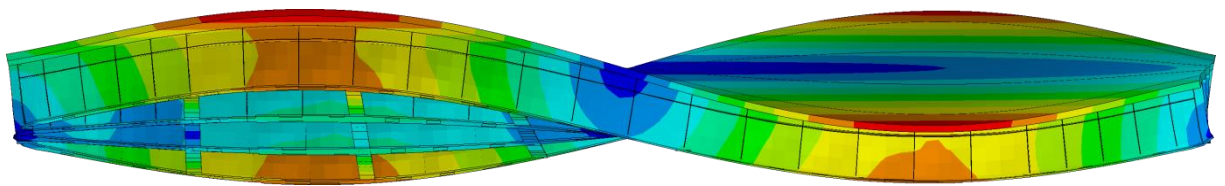


c) Vista frontal

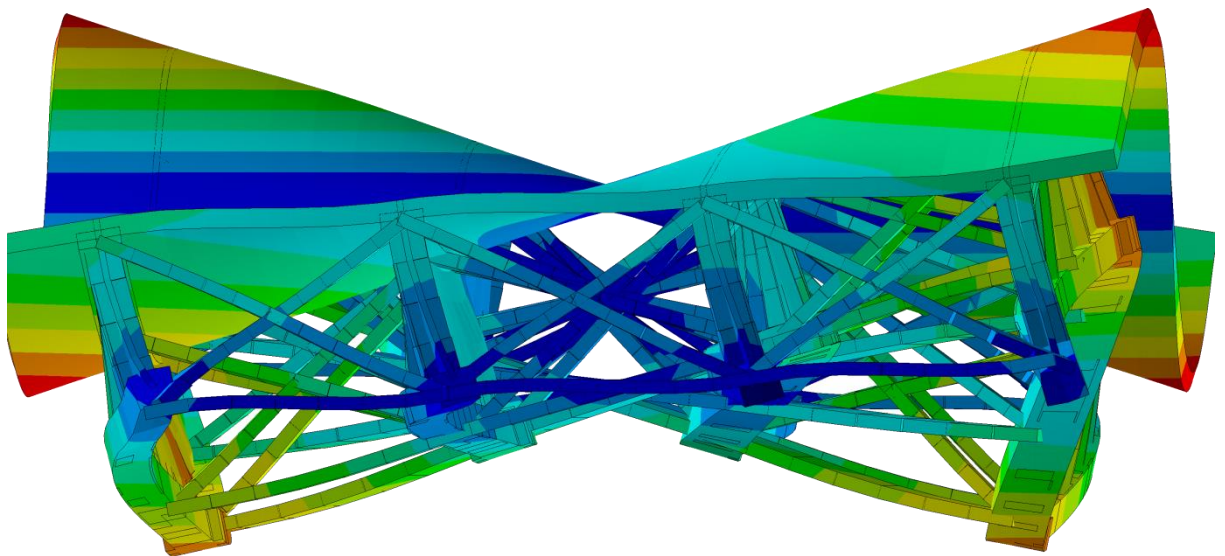
Figura 38 - 4° Modo de vibração (flexão longitudinal): $f_{04} = 9,67$ Hz.



a) Perspectiva

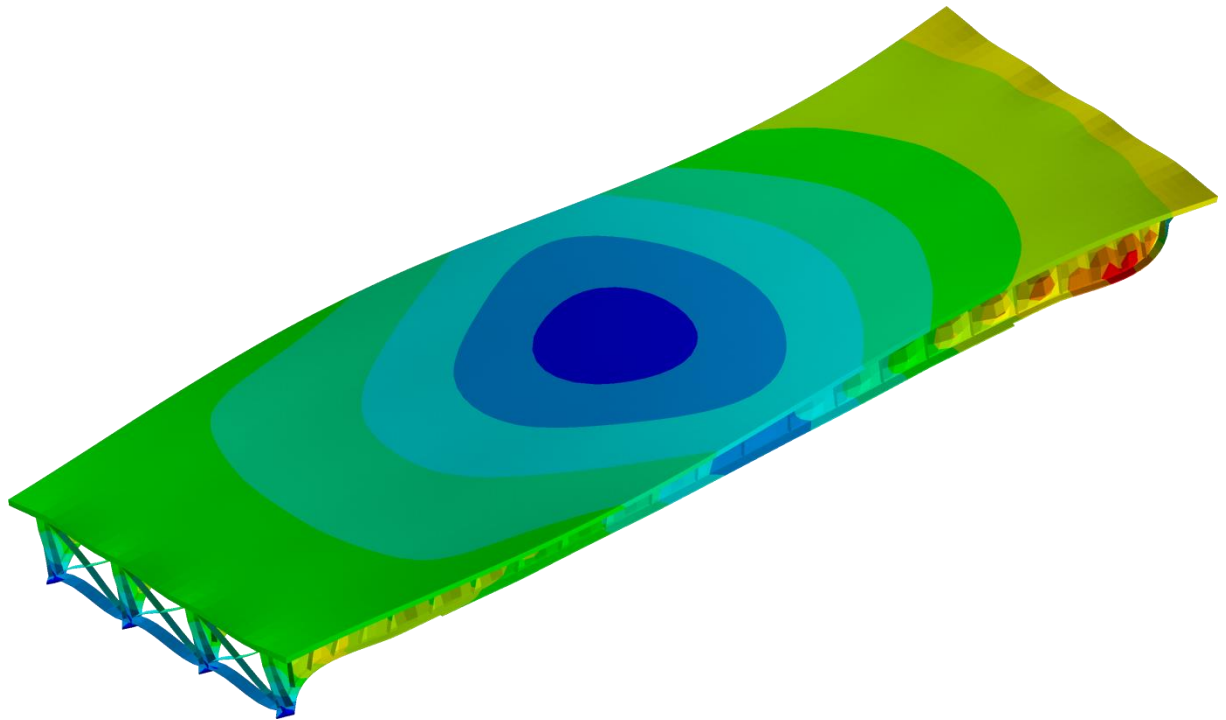


b) Vista longitudinal.

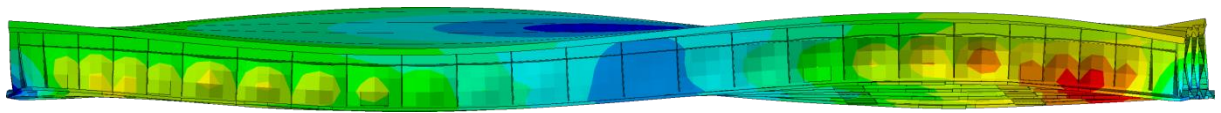


c) Vista frontal

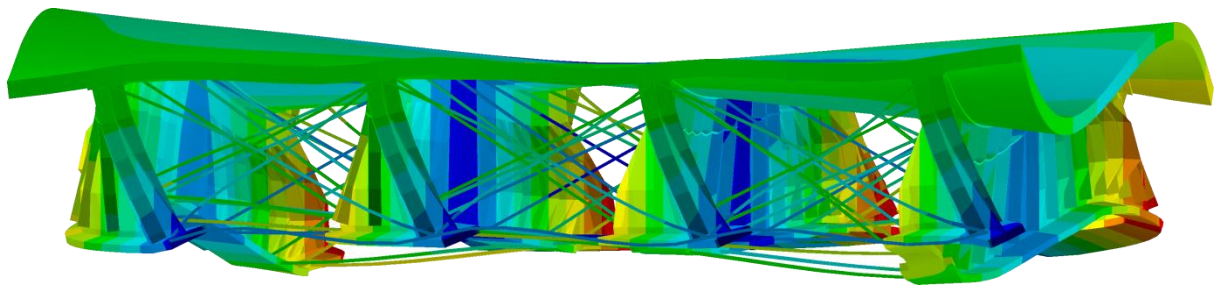
Figura 39 - 5º Modo de vibração (flexão transversal com torção): $f_{05} = 10,84$ Hz.



a) Perspectiva



b) Vista longitudinal.



(c) Vista frontal

Figura 40 - 6° Modo de vibração (flexão lateral das vigas): $f_{06} = 11,83$ Hz.

7 ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA ESTRUTURAL

7.1 Introdução

As análises realizadas neste capítulo consideram um comboio de três veículos reais da classe 2C, e inclui o efeito da mobilidade da carga interagindo com as irregularidades da pista. As respostas foram obtidas variando-se o parâmetro velocidade dos comboios para cada caso, de 10 até 100 km/h, em intervalos discretos de 10 km/h, resultando em 10 velocidades diferentes. Além disso, os comboios de veículos são semi-infinitos, isto é, no instante inicial não há tráfego sobre a ponte, e, após a entrada do primeiro veículo, os comboios repetem-se ininterruptamente, comboio após comboio, até um determinado número de travessias (definido como t/t_1), escolhido arbitrariamente para cada velocidade.

O espaçamento entre o eixo direcional simples e o eixo simples de rodas duplas de dois veículos consecutivos foi adotado igual a 11 metros, conforme ilustrado na Figura 41. Assim, os espaçamentos entre os veículos foram limitados pelo comprimento da ponte e por um espaçamento mínimo entre veículos consecutivos, coerente com a velocidade máxima analisada.

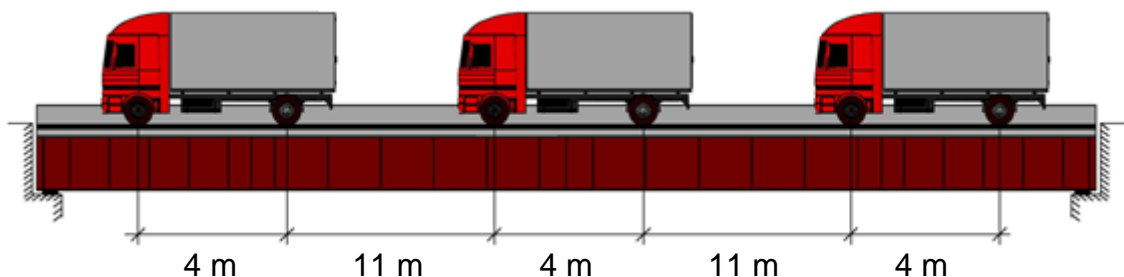
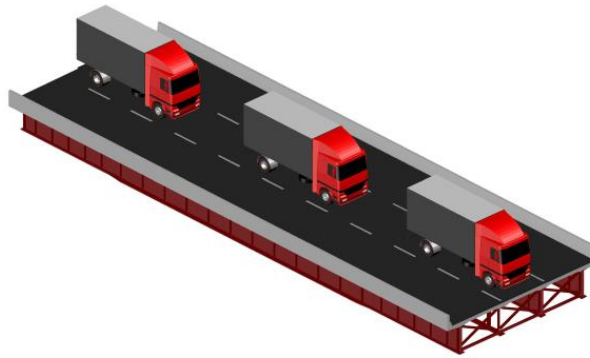


Figura 41 - Espaçamento entre os veículos do comboio.

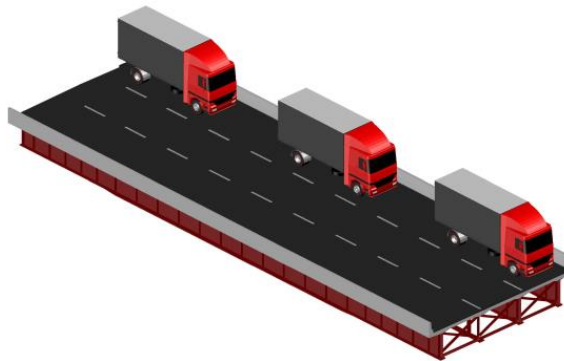
A largura disponível para simulação do tráfego de veículos foi considerada igual à largura do tabuleiro de concreto, descontadas as larguras dos dois guarda-rodas. Assim, foi admitida a hipótese de três faixas de rodagem com larguras iguais, e os veículos foram posicionados centralizados com relação às faixas de rodagem em cada caso considerado.

Com o objetivo de estender o estudo do comportamento dinâmico da estrutura para diversas condições de tráfego, os comboios foram posicionados, separadamente, na faixa central, em uma faixa lateral e nas duas faixas laterais, conforme representado na Figura 42, sendo que, no terceiro caso, os comboios das duas faixas estão em concordância ao longo do tempo de análise.

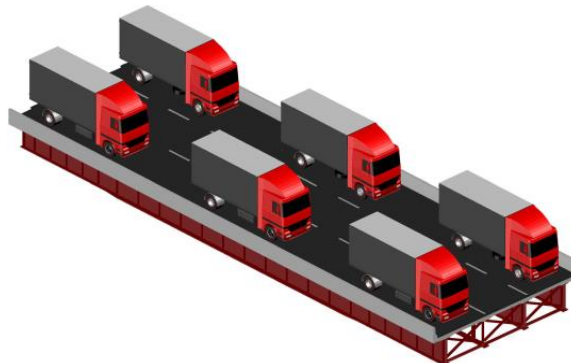
A variação dos parâmetros referentes aos comboios, posição relativa às faixas de rodagem e velocidade, e a variação do parâmetro referente à qualidade das irregularidades da pista, bom e ruim, resultou em 60 casos de análise dinâmica forçada, de veículos reais interagindo com as irregularidades da pista.



a) comboio na faixa central



b) comboio em uma faixa lateral



c) comboios nas duas faixas laterais

Figura 42 - Posições dos comboios nas faixas de rodagem.

7.2 Estudo do comportamento geral

Inicialmente, foram selecionados os nós da estrutura onde os deslocamentos apresentam valores máximos, em relação as posições dos comboios de veículos. Para o caso dos comboios nas duas faixas laterais e na faixa central este nó é o nó central, isto é, o nó no centro do vão, localizado no tabuleiro de concreto, conforme as Figuras 43a e 43c. Para o caso do comboio em uma das faixas laterais, este nó se localiza no centro do vão na mesa inferior da viga externa mais próxima do comboio, conforme a Figura 43b. Como o comboio foi posicionado em apenas uma das faixas laterais, essa viga será sempre a viga V4.

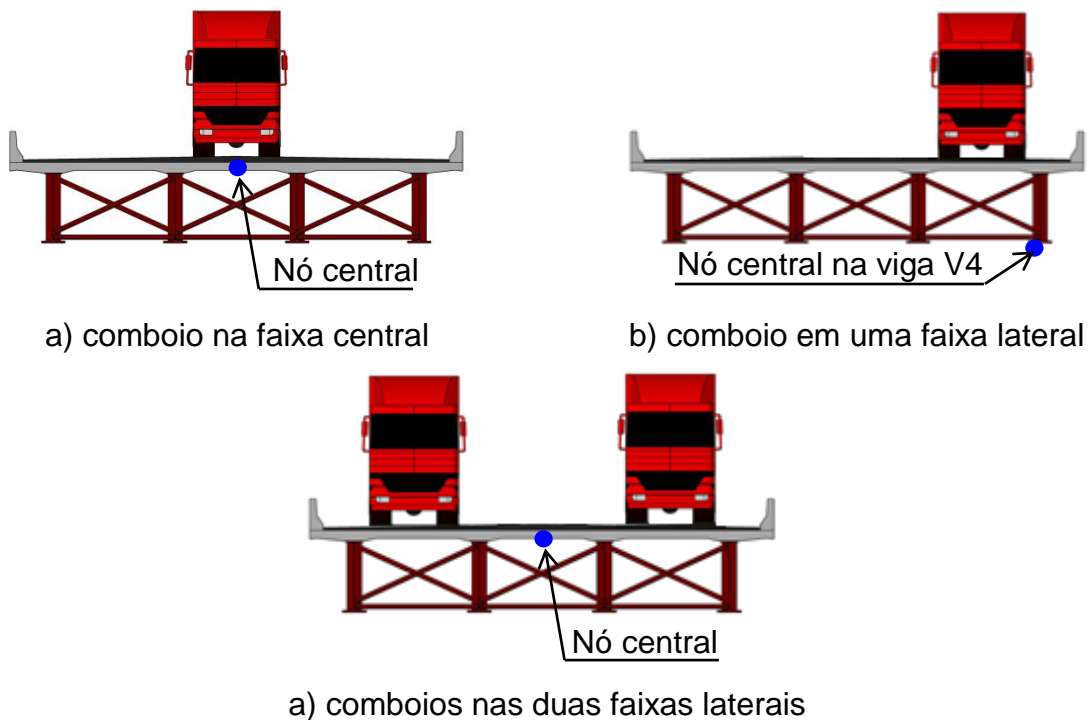


Figura 43 - Nó do deslocamento máximo de acordo com a posição do comboio.

A seguir são apresentados, nas Figuras 44, 45 e 46, os gráficos de resposta dos deslocamentos translacionais verticais, no domínio do tempo e da frequência, para as velocidades mais significativas, do ponto de vista qualitativo e quantitativo, no que tange a resposta dinâmica da estrutura. Cabe ressaltar que os resultados a seguir são apenas para irregularidades de pista com qualidade ruim.

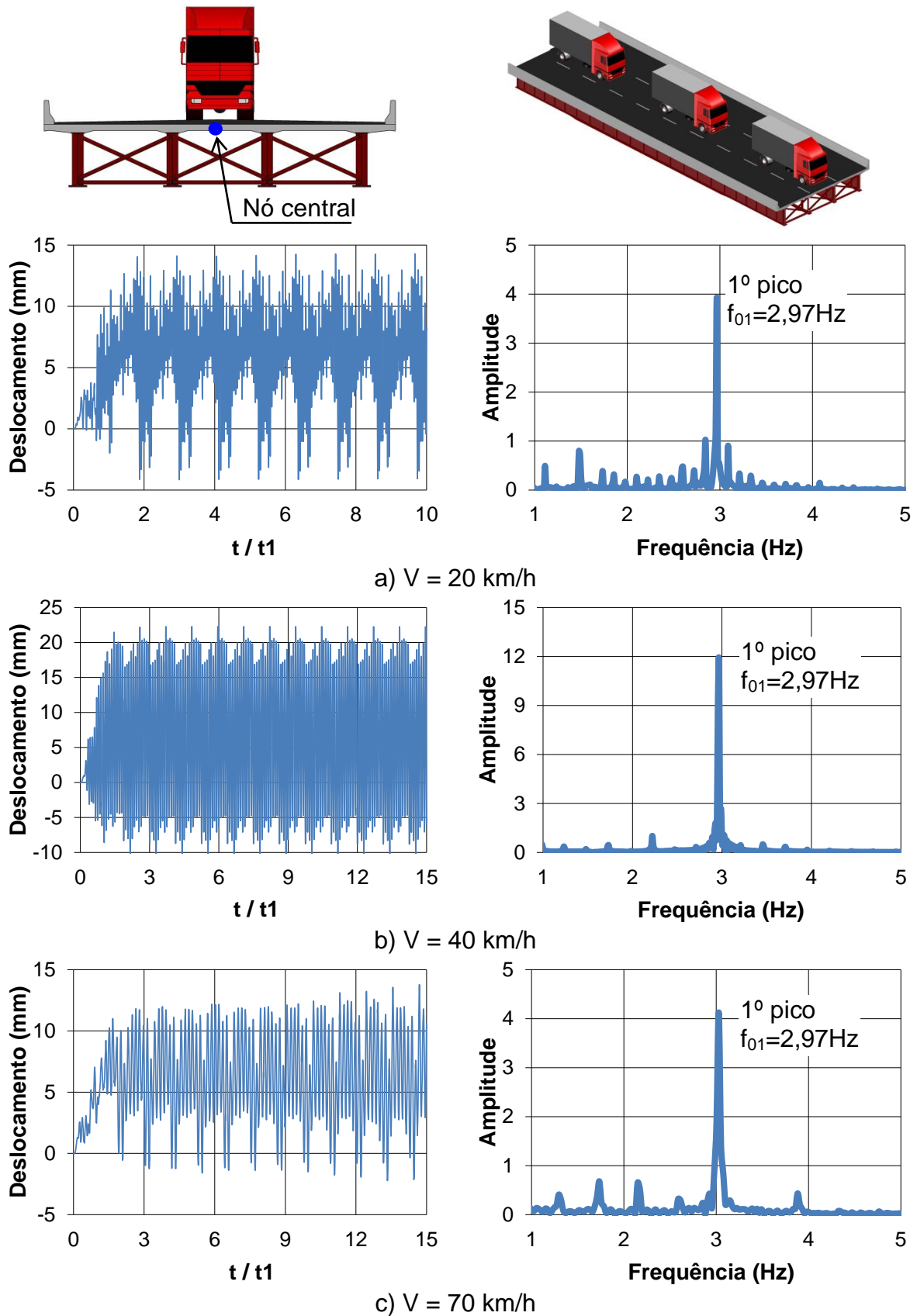


Figura 44 - Deslocamentos no nó central no domínio do tempo e da frequência, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio na faixa central, velocidades de 20, 40 e 70 km/h.

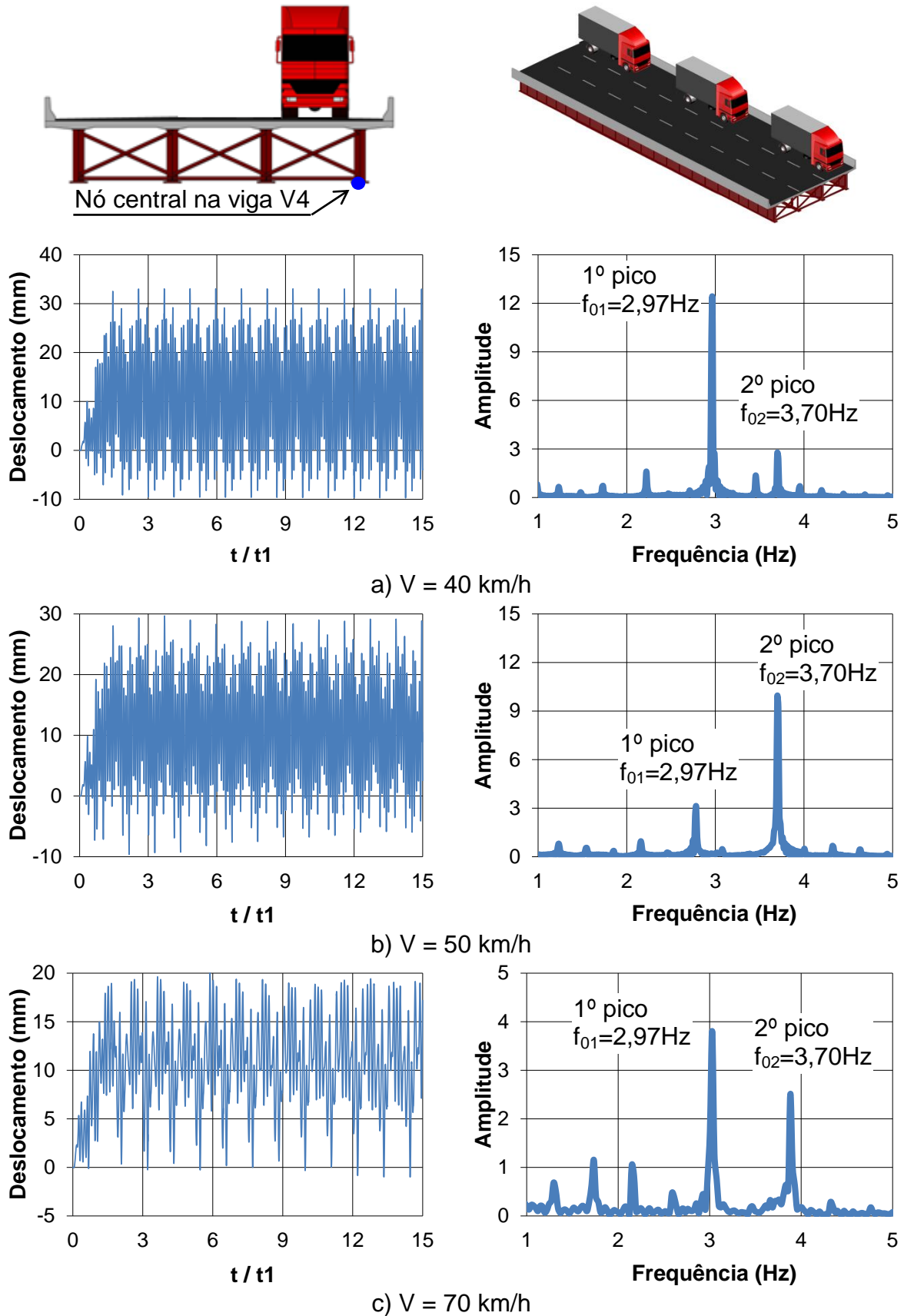


Figura 45 - Deslocamentos no nó central na viga V4 no domínio do tempo e da frequência, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio em apenas uma faixa lateral, velocidades de 40, 50 e 70 km/h.

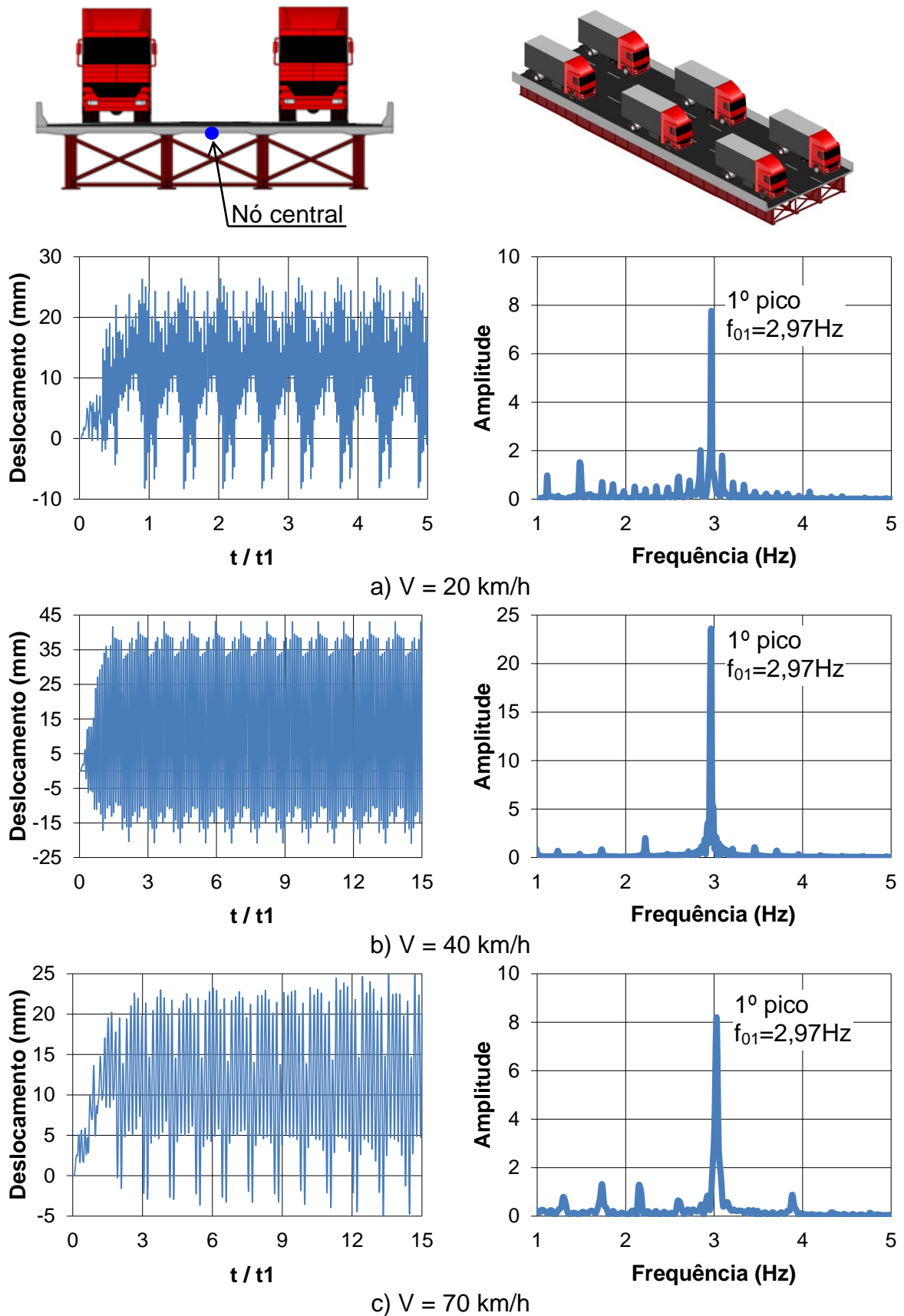


Figura 46 - Deslocamentos no nó central no domínio do tempo e da frequência, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio nas duas faixas laterais, velocidades de 20, 40 e 70 km/h.

Inicialmente, nos gráficos das respostas, foi observado que todos os casos analisados passaram a apresentar um comportamento permanente após um tempo pelo menos três vezes maior que o tempo referente à passagem de um veículo na velocidade analisada ($t / t_1 = 3$). A identificação da fase permanente é fundamental, principalmente para uma análise de fadiga.

No que diz respeito aos deslocamentos, pode-se observar também, que os gráficos das Figuras 44 (comboio na faixa central) e 46 (comboio nas duas faixas laterais) apresentam comportamento, do ponto de vista qualitativo, bastante semelhante. Ambos os carregamentos são simétricos com relação ao eixo longitudinal da ponte e excitam, majoritariamente o modo de flexão longitudinal, cuja frequência natural é $f_{01} = 2,97$ Hz. Como o caso de carregamento com dois comboios na faixa central representa o dobro de veículos em relação ao caso de um comboio na faixa central, os deslocamentos e as amplitudes da resposta na frequência também são multiplicados por dois em relação às respostas para apenas um comboio na faixa central do tabuleiro rodoviário.

Outro modo de vibração da estrutura que foi excitado pelo efeito da travessia dos veículos sobre o tabuleiro foi o segundo modo, de torção axial, cuja frequência natural é igual. Este modo foi excitado pelo comboio de veículos em uma das faixas laterais, pois estes estão posicionados excentricamente em relação ao eixo longitudinal da ponte, o que causa torção. Neste caso, os comboios provocaram, no domínio da frequência, respostas predominantemente em torno de, 2,97 Hz e 3,70 Hz, sendo a segunda frequência muito próxima da segunda frequência natural da estrutura, isto é, 3,67 Hz. Além disso, para o caso de veículos na faixa lateral, as velocidades que provocaram as respostas mais significativas, do ponto de vista quantitativo, foram 40, 50 e 70 km/h, enquanto que, para um comboio de veículos na faixa central e dois comboios de veículos nas duas faixas laterais, as velocidades mais significativas foram 20, 40 e 70 km/h.

Para qualquer posição do comboio, a velocidade de 40 km/h apresenta os deslocamentos dinâmicos máximos, possuindo uma amplitude máxima de variação de 60 mm, e um pico máximo de aproximadamente 40 mm (Figura 46b), devido à ressonância causada pela frequência de travessia dos veículos, como será demonstrado no item a seguir.

7.3 Avaliação dos espectros de resposta de projeto

A partir dos deslocamentos máximos obtidos para cada velocidade, foi possível construir dois espectros de deslocamentos, mais relevantes sob o ponto de vista dinâmico. O primeiro espectro foi construído para os comboios em ambas as faixas laterais (Figura 47).

Neste espectro, é possível observar a presença de três picos: um pico de maior magnitude, associado à velocidade de 40 km/h, e dois picos de menor magnitude, associados às velocidades de 20 e 70 km/h. O pico de maior importância, associado à velocidade de 40 km/h, provoca um deslocamento máximo de 43,0 mm, e está associado a frequências de travessia iguais a 1,01 Hz ($f=40/3,6/11$), devido à mobilidade de dois eixos consecutivos espaçados de 11 metros, capaz de excitar, no terceiro harmônico (3,03 Hz) a 1ª frequência natural da estrutura ($f_{01}=2,97$ Hz), provocando ressonância.

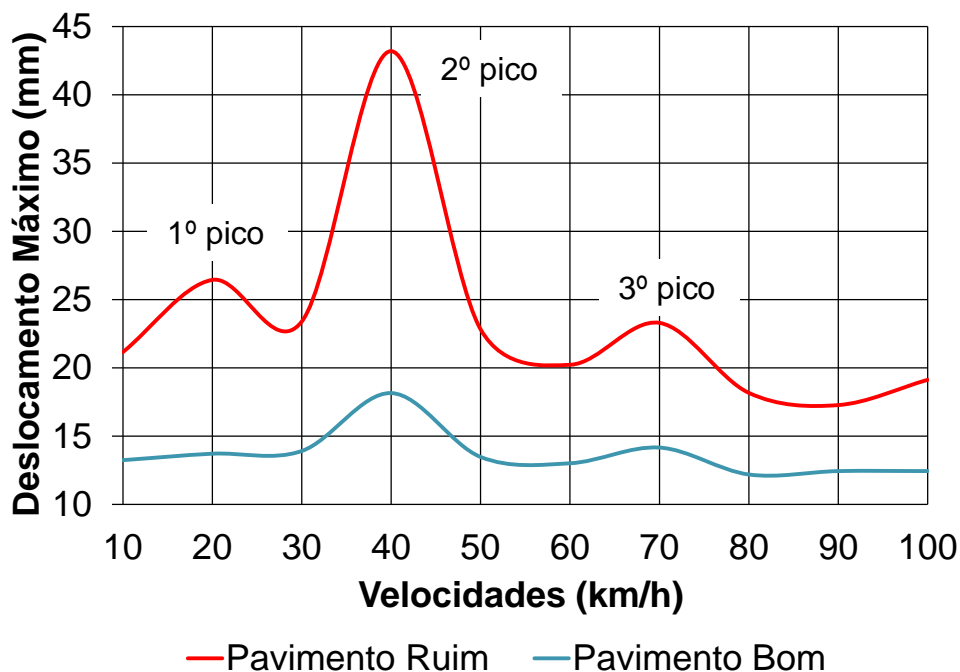


Figura 47 - Espectros do deslocamento máximo em relação às velocidades, comboios na faixas laterais.

O mesmo pode-se dizer do comboio com velocidade de 20 km/h, cuja frequência de travessia predominante é de 0,51 Hz ($20/3,6/11$), capaz de excitar,

somente no sexto harmônico (3,06 Hz) a frequência fundamental da estrutura ($f_{01}=2,97$ Hz). Por essa razão, o pico associado à velocidade de 20 km/h possui magnitude menor do que o pico associado à velocidade de 40 km/h.

Quanto aos comboios de maior velocidade, como 70 km/h, estes estão associados a frequências de travessia com relação a um maior espaçamento entre eixos, de 15 m, devido à velocidade, também maior. Deste modo, tem-se que a principal frequência de travessia de um comboio a 70 km/h é de 1,30 Hz, capaz de excitar, no segundo harmônico (2,60 Hz), a frequência fundamental da estrutura (2,97 Hz). No entanto, devido a essas frequências apresentarem uma pequena diferença, o pico associado a 70 km/h possui uma magnitude menor no espectro em relação ao pico correspondente a 40 km/h.

Finalmente, foi construído também um segundo espectro, ilustrado na Figura 48, associado a um comboio em uma das faixas laterais.

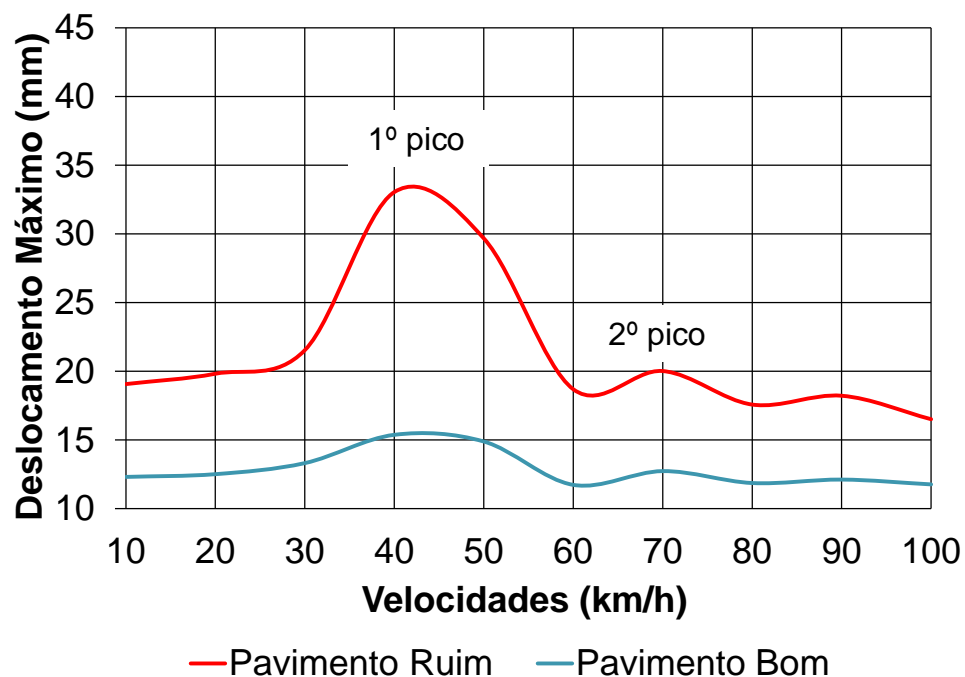


Figura 48 - Espectro do deslocamento máximo em relação às velocidades, comboio em uma faixa lateral.

A diferença qualitativa deste espectro com relação ao anterior, é a maior amplitude associada a velocidades de 50 km/h, devido à frequência de travessia de 3,47 Hz do veículo ($50/3,6/4$), relacionada ao espaçamento de 4 m entre eixos, estar associada à 2ª frequência natural da ponte ($f_{02} = 3,67$ Hz).

8 VERIFICAÇÃO À FADIGA

8.1 Introdução

Neste capítulo serão apresentados e analisados os resultados com respeito à avaliação de fadiga da estrutura, bem como as tensões e amplitudes de tensão máximas. Os detalhes construtivos utilizados são descritos com relação às características de fabricação. Os resultados são organizados em tabelas, nas quais os valores de vida útil à fadiga fora do limite aceitável de norma são destacados.

Pode-se visualizar a influência da qualidade do pavimento na vida útil dos detalhes estruturais, com relação a pavimentos bons e ruins quanto às irregularidades. O efeito da influência da velocidade do comboio de veículos no dano acumulado também pode ser visualizado. A análise de fadiga é realizada para diversos pontos das vigas metálicas que constituem a ponte.

8.2 Avaliação dos históricos de tensão de projeto

Inicialmente, para avaliação da fadiga em um dado elemento, as faixas de variação de tensão são lidas na fase permanente do histórico de tensões. A Figura 49 ilustra um histórico de tensões normais com as fases transiente e permanente.

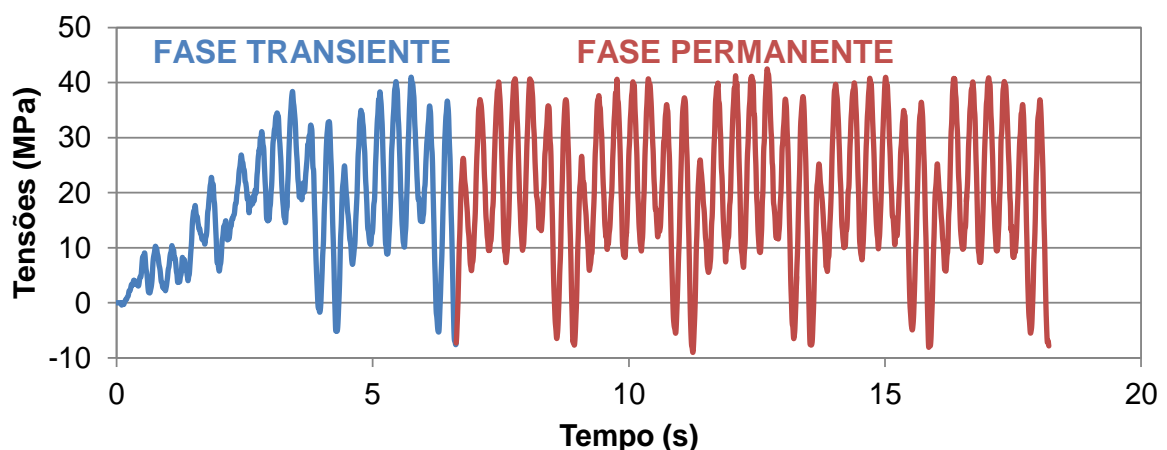


Figura 49 - Histórico de tensões normais em um dado elemento do modelo.

Dessa forma, de modo a organizar os resultados obtidos, são extraídos históricos de tensão do modelo em elementos finitos em regiões próximas ao apoio (tensões cisalhantes máximas) e no centro do vão (tensões normais máximas de tração ou compressão).

Além disso, com o objetivo de ilustrar a resposta dinâmica da ponte, em termos das tensões, a Figura 50 apresenta um exemplo típico de distribuição das tensões normais nas vigas de aço, para um comboio de veículos trafegando em uma faixa lateral. Neste exemplo, podem ser visualizadas regiões com concentração de tensões, com tração na mesa inferior, no centro do vão, na cor vermelha, e regiões com concentração de tensões em compressão na mesa superior, na cor verde.

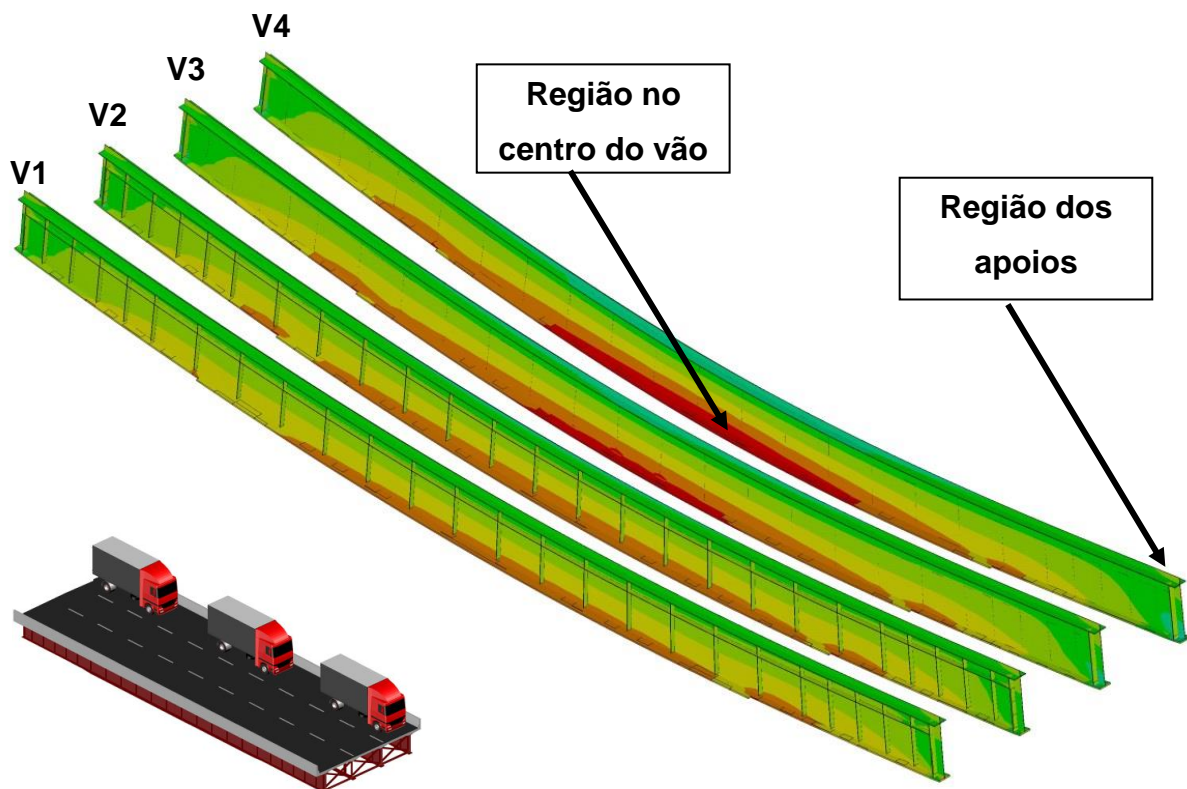


Figura 50 - Distribuição de tensões normais nas vigas soldadas em um dado instante para um comboio na faixa lateral.

Assim sendo, para representar o comportamento dinâmico da resposta, são apresentados nas Figuras 51 a 53 os históricos das tensões máximas encontradas ao longo do presente estudo, localizadas na ligação entre a mesa inferior e a alma das vigas de aço V3 e V4, no centro do vão da ponte, para diferentes velocidades e posições dos comboios de veículos sobre a estrutura.

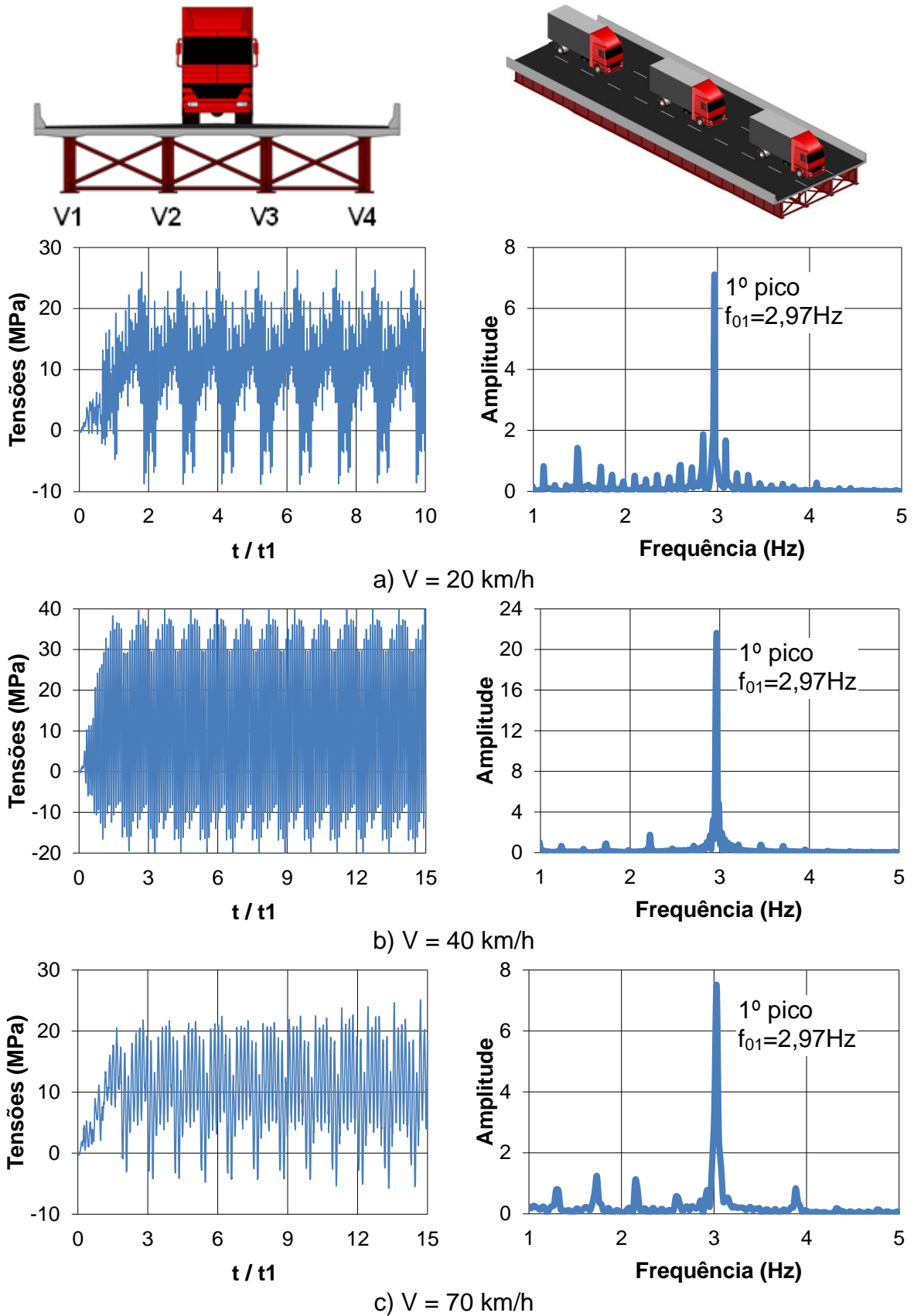


Figura 51 - Tensões normais na viga V3 na ligação entre a mesa inferior e a alma no centro do vão, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio na faixa central, velocidades de 20, 40 e 70 km/h.

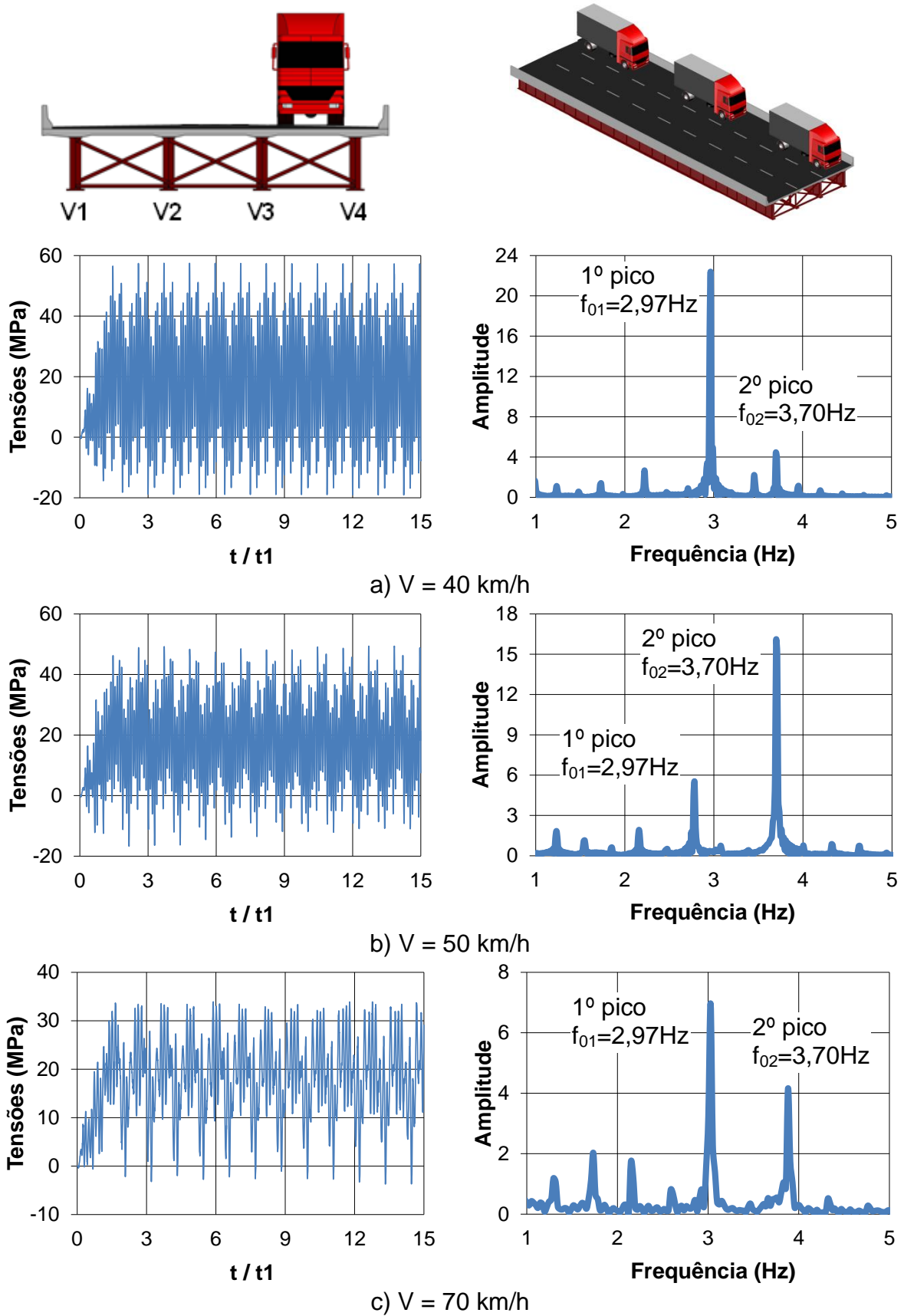


Figura 52 - Tensões normais na viga V4 na ligação entre a mesa inferior e a alma no centro do vão, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio em apenas uma faixa lateral, velocidades de 40, 50 e 70 km/h.

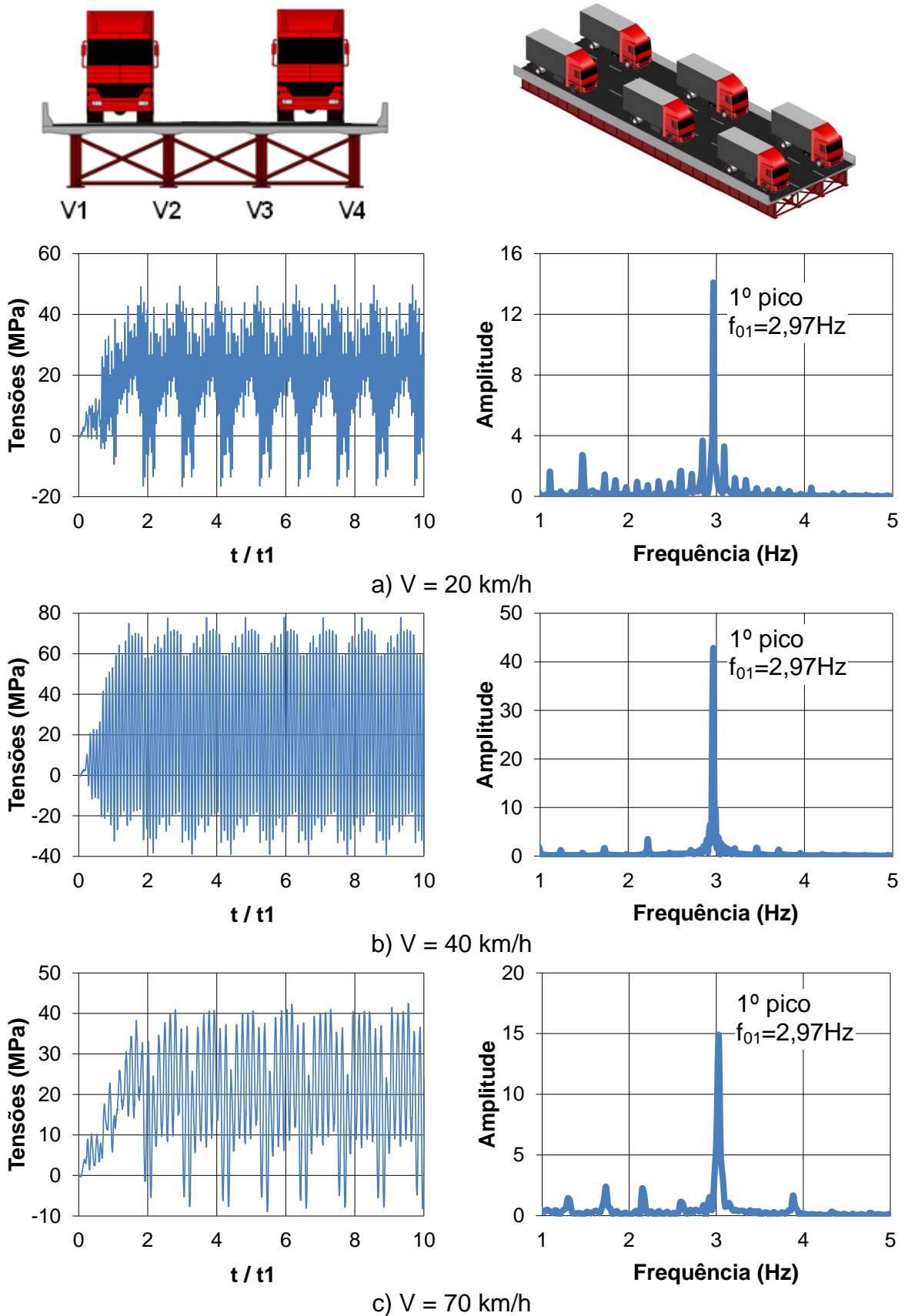


Figura 53 - Tensões normais máximas na viga V4 na ligação entre a mesa inferior e a alma no centro do vão, pavimento ruim quanto às irregularidades, comboio nas duas faixas laterais, velocidades de 20, 40 e 70 km/h.

Inicialmente, pode-se observar que, no que tange à avaliação qualitativa dos resultados, a resposta em tensões assemelha-se à resposta em deslocamentos. Assim, as conclusões alcançadas na avaliação do espectro dos deslocamentos podem ser estendidas à análise das tensões, principalmente no que diz respeito à contribuição modal do primeiro modo de vibração (flexão longitudinal da ponte) para veículos com velocidades de 20, 40 e 70 km/h e do segundo modo de vibração (torção axial do eixo longitudinal da ponte) para veículos com velocidade de 50 km/h trafegando em uma faixa lateral.

Estas velocidades, associadas ao espaçamento entre os veículos do comboio, são responsáveis por provocar ressonância no sistema estrutural, situação na qual ocorrem as maiores amplitudes de tensão, e, conseqüentemente, elevado dano por fadiga nos detalhes estruturais.

Para avaliação dos valores de tensões, foi adotada a seguinte convenção: valores de tensão em compressão são representados com sinal negativo, enquanto valores de tensão em tração são representados com sinal positivo. Observa-se, portanto, que as menores amplitudes de tensão oscilaram, aproximadamente, na faixa de 5 MPa (Compressão) a 25 MPa (Tração) na viga V3, para o caso de veículos com uma velocidade de 70 km/h, posicionados na faixa central (Figura 51c).

Com relação aos maiores valores de amplitudes de tensão, estes ocorreram para o caso de comboios nas duas faixas laterais e veículos com uma velocidade de 40 km/h, como pode ser visto no gráfico da Figura 53b. Nesta situação, as tensões oscilaram na faixa entre 40 MPa (Compressão) e 80 MPa (Tração), resultando, portanto, em uma amplitude máxima de 120 MPa. Observa-se que este valor corresponde a aproximadamente 34% da tensão de escoamento do aço, o que assegura uma resposta no regime linear elástico para avaliação da fadiga estrutural.

Ressalta-se, ainda, que a existência de tensões de compressão nos resultados apresentados não garante que, na prática, ocorrerá uma resultante de tensões em compressão nesta região - na mesa inferior de uma viga soldada simplesmente apoiada. Poderá existir uma resultante de tensões em compressão na mesa inferior no vão central caso as tensões de tração causadas pelas cargas estáticas não sejam suficientemente altas para impedi-lo. No entanto, normalmente a existência ciclos em compressão provoca danos por fadiga menos significativos do que ciclos somente em tração (BRANCO et al, 1999), o que seria a favor da segurança.

8.3 Especificação do número de ciclos de referência

Para avaliação da fadiga e obtenção da vida útil, através da regra de danos cumulativos de Palmgren-Miner em termos de anos, é necessário especificar um número de ciclos base com referência a 1 (um) ano (ESDEP, 1994; KISS et al., 1998; PRAVIA, 2003). Assim, de acordo com a Tabela 13, que indica valores de média diária de tráfego (MDT) e número de ciclos de acordo com o tipo de rodovia, será considerado um número de ciclos de 2 milhões por ano (rodovia “caso I”).

Tabela 13 - Média diária de tráfego e numero de ciclos, Pinho e Belley (2007).

Tipo de rodovia	Caso	MDT	Nº de ciclos
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	I	2500 ou mais	2.000.000
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	II	Menos que 2500	500.000
Outras rodovias, estradas e ruas não inclusas em casos I ou II	III	-	100.00

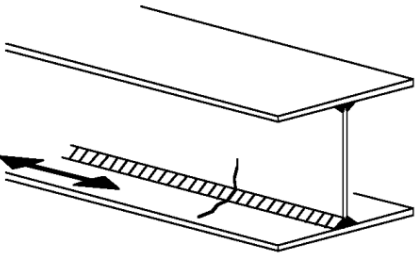
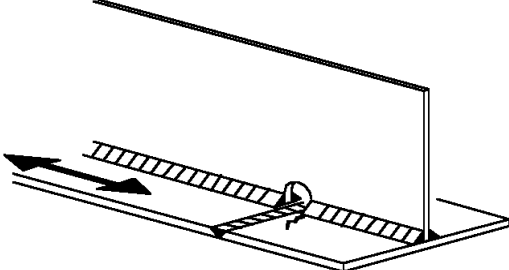
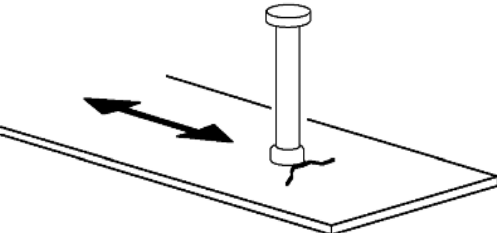
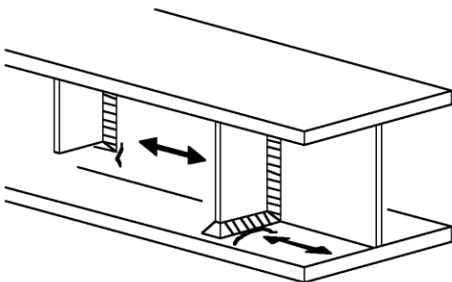
Dessa forma, cada faixa de variação de tensão é considerada projetada sobre um número de ciclos de referência de 2 milhões, possíveis de acontecerem em 1 (um) ano, proporcionalmente à sua incidência sobre o tempo total de cada análise. Outros casos podem ser selecionados, dependendo da classe de rodovia especificada para o projeto, com a ressalva de que, para um número de ciclos de referência menor, deverão ser obtidos valores de vida útil maiores, e, conseqüentemente, uma melhor avaliação da fadiga.

8.4 Classificação dos detalhes construtivos

Inicialmente, são escolhidos os detalhes estruturais que serão analisados. Os tipos de detalhes estruturais analisados neste trabalho são apresentados estão em

conformidade com as normas de projeto à fadiga AASHTO (2012), Tabela 6.6.1.2.3-, e Eurocode 3 (2003), parte 1-9, e encontram-se representados na Tabela 14.

Tabela 14 - Descrição dos detalhes construtivos analisados

Descrição	Detalhe	Região
<p>Detalhe 1 - solda automática ou totalmente mecânica de topo sem interrupção executada em ambos os lados.</p>		<p>Nas vigas V1, V2, V3 e V4, na ligação entre a alma e a mesa inferior no centro do vão.</p>
<p>Detalhe 2 - solda de topo longitudinal, de filete ou solda descontínua com furo curvo na emenda de altura não superior a 60 mm.</p>		<p>Nas vigas V1, V2, V3 e V4, na ligação entre a alma e a mesa inferior no centro do vão.</p>
<p>Detalhe 3 - fadiga no material-base dos conectores soldados.</p>		<p>Nas vigas V1, V2, V3 e V4, na mesa superior no centro do vão.</p>
<p>Detalhe 4 - enrijecedores transversais soldados à alma, soldados ou não à mesa inferior.</p>		<p>Nas vigas V1, V2, V3 e V4, na ligação dos enrijecedores transversais com a alma próximos ao centro do vão.</p>

Nas referidas normas de projeto à fadiga, cada detalhe construtivo é classificado segundo uma categoria que identifica a curva S-N característica obtida experimentalmente. A Tabela 15 a seguir fornece a classificação de cada detalhe analisado, segundo os critérios adotados nestas normas.

Tabela 15 - Classificação dos principais detalhes construtivos.

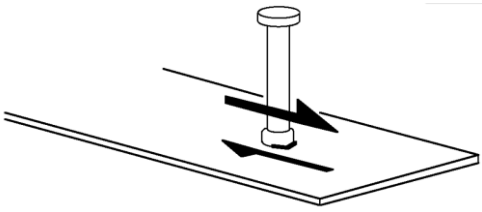
Detalhe	AASHTO	EUROCODE
1	B	125
2	D	71
3	C	80
4	C'	80

8.4.1 Classificação dos conectores de cisalhamento

No detalhe dos conectores de cisalhamento avalia-se a tensão cisalhante ao invés da tensão normal. No entanto, a curva de resistência à fadiga dos conectores de cisalhamento não é usualmente apresentada nas mesmas tabelas de detalhes construtivos das principais categorias das normas. Isto se dá, pois os conectores de cisalhamento possuem o parâmetro m , que representa a declividade da curva $\log S$ - $\log N$, diferente de 3, como adotado para as outras categorias. Assim, na AASHTO (2012) este detalhe estrutural recebe a denominação em inglês de *headed studs*, enquanto no Eurocode (2003) estes são classificados como categoria de número 90.

Dessa forma, para avaliação da fadiga em conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, foram consultadas as equações 6.10.10.2-3 da AASHTO (2012) e 6.50 do Eurocode 4 (2005), parte 2. Os parâmetros da curva S-N de conectores do tipo pino com cabeça, bem como a localização no sistema estrutural dos conectores analisados estão descritos na Tabela 16.

Tabela 16 Classificação e parâmetros da curva S-N dos conectores.

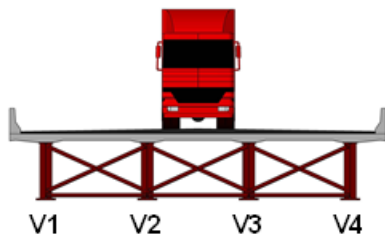
Detalhe 5 - fadiga no diâmetro do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça para aplicações mistas (aço-concreto).		Nas vigas V1, V2, V3 e V4, nos conectores soldados à mesa superior das seções extremas (próximos ao apoio).
Parâmetros da curva S-N		
AASHTO	$m = 5,259$	$A = 3,54 \times 10^{15} \text{ MPa}^3$
EUROCODE	$m = 8$	$A = 8,61 \times 10^{21} \text{ MPa}^3$

8.5 Análise de fadiga do Detalhe 1 - solda de topo entre a alma e a mesa

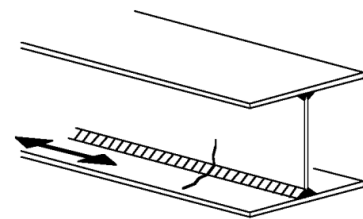
As Tabelas 17 a 22 apresentam a avaliação da vida útil à fadiga da ponte mista (aço-concreto) para o Detalhe 1, no que tange a variação da qualidade do pavimento (ruim e bom) e das posições dos comboios de veículos investigados.

Tabela 17 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio na faixa central, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio na faixa central



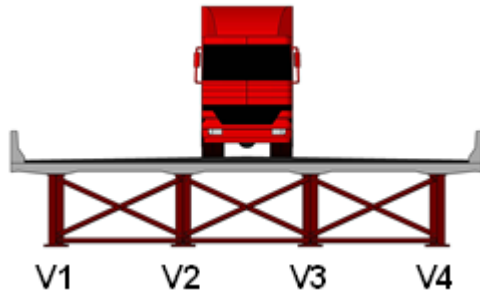
Detalhe 1 no meio do vão



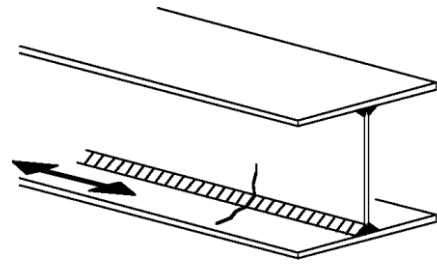
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria B Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 125 Limite: 100 anos
10	1 e 4	19,00	21,00	3335	3386
	2 e 3	23,00	25,00	2567	2607
20	1 e 4	23,00	31,00	310	317
	2 e 3	26,00	35,00	276	282
30	1 e 4	20,00	22,00	761	773
	2 e 3	23,00	25,00	637	647
40	1 e 4	38,00	58,00	19	20
	2 e 3	40,00	60,00	18	19
50	1 e 4	20,00	22,00	1036	1139
	2 e 3	22,00	23,00	916	922
60	1 e 4	17,00	16,00	2159	2202
	2 e 3	22,00	22,00	1238	1242
70	1 e 4	21,50	27,00	320	325
	2 e 3	25,00	31,00	286	290
80	1 e 4	16,00	16,00	1789	1817
	2 e 3	20,00	20,00	1397	1418
90	1 e 4	15,00	15,00	2461	2499
	2 e 3	17,00	17,00	1446	1468
100	1 e 4	19,00	19,00	1427	1449
	2 e 3	21,00	21,00	1636	1661

Tabela 18 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio na faixa central, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio na faixa central



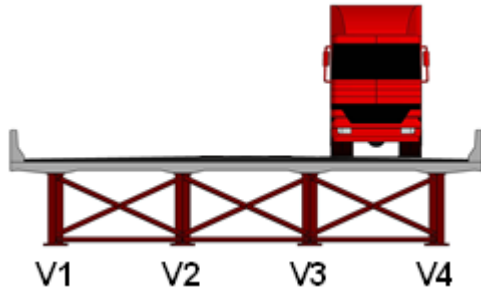
Detalhe 1 no meio do vão



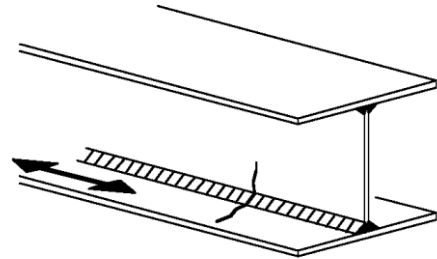
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria B Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 125 Limite: 100 anos
10	1 e 4	11,00	5,00	39698	40306
	2 e 3	13,00	7,00	24953	25335
20	1 e 4	12,00	8,00	15575	15841
	2 e 3	13,00	9,00	12428	12618
30	1 e 4	12,00	6,00	33199	33708
	2 e 3	14,00	8,00	22768	23117
40	1 e 4	16,00	14,00	1202	1221
	2 e 3	17,00	15,00	1093	1110
50	1 e 4	12,00	7,00	25586	25978
	2 e 3	13,00	9,00	16044	16290
60	1 e 4	11,00	5,00	39969	40581
	2 e 3	14,00	7,00	18901	19191
70	1 e 4	12,00	7,00	17543	17812
	2 e 3	14,00	9,00	12911	13109
80	1 e 4	10,50	5,00	40103	40717
	2 e 3	12,00	6,00	27011	27425
90	1 e 4	11,00	5,00	41256	41888
	2 e 3	12,50	6,00	23098	23452
100	1 e 4	12,00	6,00	37462	38036
	2 e 3	13,50	7,00	21033	21356

Tabela 19 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio em uma faixa lateral, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio em uma faixa lateral



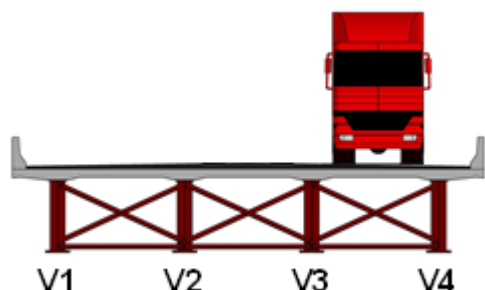
Detalhe 1 no meio do vão



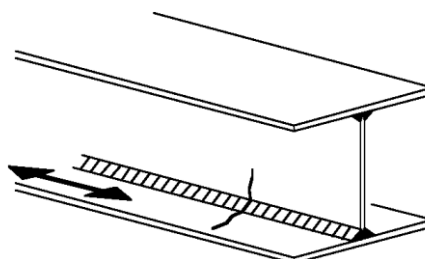
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria B Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 125 Limite: 100 anos
10	4	34,00	41,00	752	763
	3	25,00	29,00	1831	1859
20	4	16,00	44,00	173	175
	3	14,00	37,00	243	247
30	4	38,50	39,00	245	248
	3	27,50	28,00	472	480
40	4	57,50	77,00	14	14
	3	45,00	64,00	18	18
50	4	49,00	66,00	34	34
	3	50,00	37,00	268	272
60	4	33,00	29,00	596	605
	3	23,00	21,00	1187	1205
70	4	34,00	38,00	204	207
	3	26,00	31,00	279	283
80	4	34,00	28,00	715	726
	3	23,50	21,00	1289	1309
90	4	33,50	26,00	845	858
	3	23,00	20,00	1657	1682
100	4	33,00	31,00	710	721
	3	25,00	24,00	1192	1210

Tabela 20 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio em uma faixa lateral, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio em uma faixa lateral



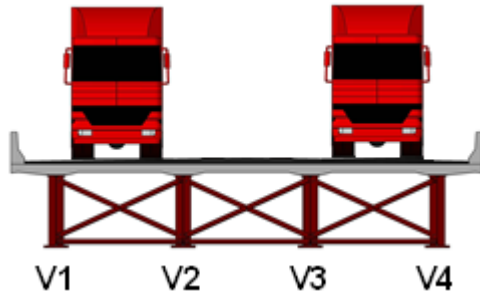
Detalhe 1 no meio do vão



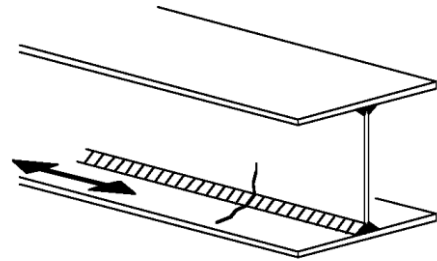
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria B Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 125 Limite: 100 anos
10	4	21,50	10,00	26024	26423
	3	15,50	8,00	52400	53204
20	4	22,00	12,00	8329	8457
	3	16,00	10,00	13235	13438
30	4	23,00	12,00	7288	7400
	3	16,50	9,00	16893	17152
40	4	26,00	20,00	818	831
	3	19,50	16,00	1049	1065
50	4	26,00	18,00	1780	1807
	3	17,00	11,00	12534	12726
60	4	21,00	10,00	12017	12202
	3	15,00	7,00	34997	35534
70	4	22,00	11,00	6809	6913
	3	16,00	9,00	11873	12055
80	4	21,00	9,00	14885	15113
	3	15,00	7,00	22615	22962
90	4	21,00	9,00	5891	5982
	3	14,50	9,00	17137	17400
100	4	22,00	11,00	8732	8866
	3	16,00	8,00	20553	20868

Tabela 21 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio em ambas as faixas laterais



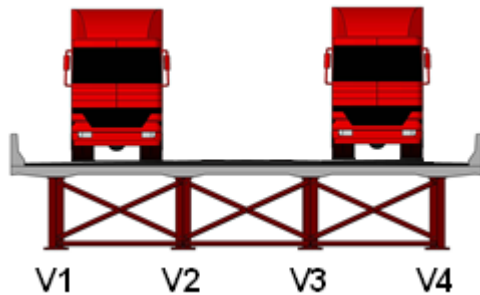
Detalhe 1 no meio do vão



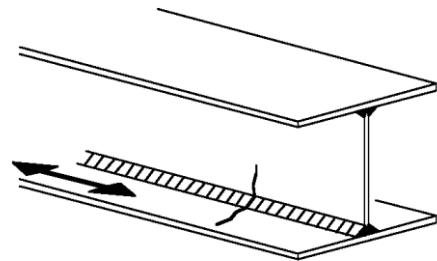
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria B Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 125 Limite: 100 anos
10	1 e 4	42,50	47,00	366	371
	2 e 3	41,00	45,00	383	389
20	1 e 4	50,00	66,00	48	49
	2 e 3	48,00	65,00	43	44
30	1 e 4	44,00	47,00	91	93
	2 e 3	43,00	46,00	99	101
40	1 e 4	78,00	117,00	3	3
	2 e 3	77,50	117,00	3	3
50	1 e 4	42,00	48,00	148	150
	2 e 3	41,50	48,00	131	133
60	1 e 4	40,50	39,00	212	216
	2 e 3	37,50	36,00	221	224
70	1 e 4	47,00	58,00	85	86
	2 e 3	45,50	57,00	52	53
80	1 e 4	35,00	35,00	206	209
	2 e 3	34,00	33,00	210	213
90	1 e 4	32,00	31,00	318	323
	2 e 3	30,50	30,00	313	318
100	1 e 4	40,50	39,00	263	267
	2 e 3	40,00	39,00	200	203

Tabela 22 - Verificação à fadiga do detalhe 1, comboio em ambas as faixas laterais

Comboio em ambas as faixas laterais



Detalhe 1 no meio do vão



Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria B Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 125 Limite: 100 anos
10	1 e 4	25,00	12,00	16336	16587
	2 e 3	24,00	12,00	17807	18080
20	1 e 4	25,50	17,00	2401	2438
	2 e 3	25,00	17,00	2366	2402
30	1 e 4	26,00	14,00	3785	3843
	2 e 3	25,50	14,00	4028	4090
40	1 e 4	33,00	29,00	146	149
	2 e 3	32,50	29,00	145	147
50	1 e 4	25,00	16,00	4980	5056
	2 e 3	24,00	15,00	5587	5673
60	1 e 4	25,50	13,00	5274	5355
	2 e 3	24,00	11,00	6453	6552
70	1 e 4	26,00	16,00	1994	2024
	2 e 3	26,00	16,00	2215	2249
80	1 e 4	23,00	11,00	6343	6441
	2 e 3	22,00	10,00	7672	7789
90	1 e 4	23,00	9,00	6006	6099
	2 e 3	22,00	9,00	6107	6201
100	1 e 4	25,00	13,00	5273	5354
	2 e 3	24,50	13,00	5442	5526

Inicialmente, podem ser feitos alguns comentários sobre os resultados. Nota-se que os valores de vida útil calculados pelas duas normas são muito próximos. Observa-se também que, o valor da vida útil para velocidades em ressonância é bastante crítico, principalmente para 20, 40 e 70 km/h no caso de um pavimento ruim quanto às irregularidades superficiais. Além disso, A tensão máxima obtida foi igual a 78,0 MPa, que corresponde a um momento de 6348 kNm, utilizando um módulo de flexão da viga mista de 81389 cm³ (PINHO e BELLEY, 2007).

Importante ressaltar que, o Detalhe 1 é classificado como um detalhe de resistência à fadiga relativamente alta. No entanto, a execução deste detalhe pressupõe controle de qualidade rigoroso sobre o processo de soldagem, preferencialmente com inspeção por ultrassom ou radiografia. A solda referente ao Detalhe 1 deve ser executada como solda de entalhe em bisel duplo (executada em ambos os lados), com penetração total, numa junção em “T”, conforme mostra a Figura 54. Esta categoria exclui, portanto, soldas de filete.

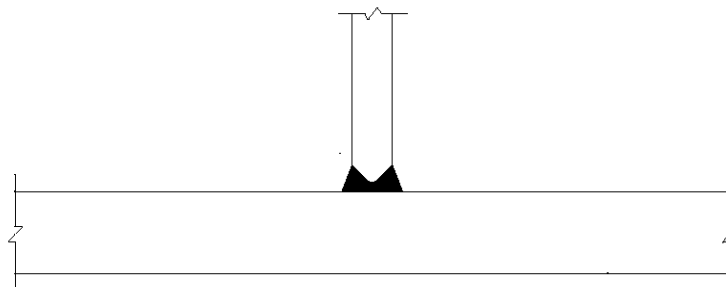


Figura 54 - Detalhe tipo representativo do Detalhe 1. Solda de entalhe em bisel duplo com penetração total numa junção em “T”.

Além disso, o Eurocode (2003) só permite a escolha dessa categoria de detalhe (125) caso não haja paragem ou recomeço do processo de soldagem. Caso haja paragem ou recomeço, a norma estipula reduzir a resistência à fadiga do detalhe para as categorias 112 ou 100.

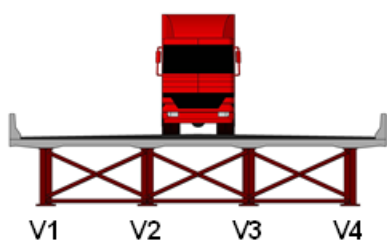
Conclui-se, portanto, que para o projeto de pontes metálicas, nos casos em que o engenheiro estrutural desconhecer a qualidade da fabricação das vigas soldadas ou as soldas tiverem sido executadas manualmente (sem processo automático), recomenda-se fortemente a escolha de uma categoria inferior à 125.

8.6 Análise de fadiga do Detalhe 2 - solda próxima a um furo

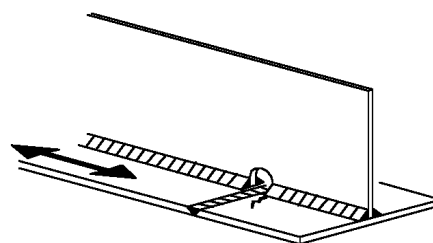
As Tabelas 23 a 28 apresentam a avaliação da vida útil à fadiga da ponte mista (aço-concreto) para o Detalhe 2, no que tange a variação da qualidade do pavimento (ruim e bom) e das posições dos comboios de veículos investigados.

Tabela 23 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio na faixa central, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio de veículos na faixa central



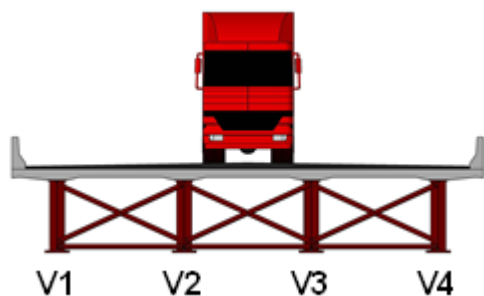
Detalhe 2 no meio do vão



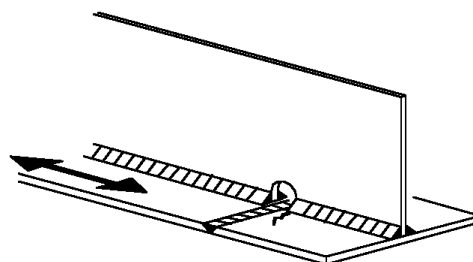
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria D Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 71 Limite: 100 anos
10	1 e 4	19,00	21,00	612	573
	2 e 3	23,00	25,00	471	441
20	1 e 4	23,00	31,00	77	72
	2 e 3	26,00	35,00	63	59
30	1 e 4	20,00	22,00	140	131
	2 e 3	23,00	25,00	117	110
40	1 e 4	38,00	58,00	4	4
	2 e 3	40,00	60,00	4	4
50	1 e 4	20,00	22,00	190	178
	2 e 3	22,00	23,00	168	158
60	1 e 4	17,00	16,00	397	371
	2 e 3	22,00	22,00	228	213
70	1 e 4	21,50	27,00	129	121
	2 e 3	25,00	31,00	96	90
80	1 e 4	16,00	16,00	329	307
	2 e 3	20,00	20,00	257	240
90	1 e 4	15,00	15,00	452	423
	2 e 3	17,00	17,00	266	249
100	1 e 4	19,00	19,00	262	245
	2 e 3	21,00	21,00	301	281

Tabela 24 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio na faixa central, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio na faixa central



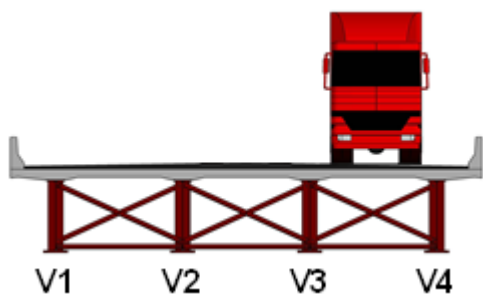
Detalhe 2 no meio do vão



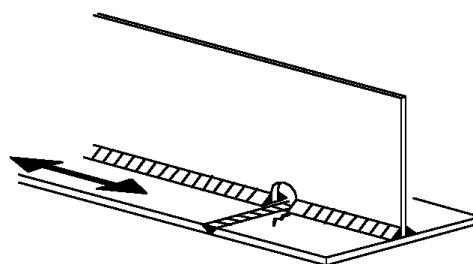
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria D Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 71 Limite: 100 anos
10	1 e 4	11,00	5,00	19620	18349
	2 e 3	13,00	7,00	11939	11166
20	1 e 4	12,00	8,00	3424	3202
	2 e 3	13,00	9,00	2908	2719
30	1 e 4	12,00	6,00	6091	5697
	2 e 3	14,00	8,00	4177	3907
40	1 e 4	16,00	14,00	221	207
	2 e 3	17,00	15,00	201	188
50	1 e 4	12,00	7,00	7431	6950
	2 e 3	13,00	9,00	3998	3739
60	1 e 4	11,00	5,00	9164	8571
	2 e 3	14,00	7,00	4808	4496
70	1 e 4	12,00	7,00	3219	3010
	2 e 3	14,00	9,00	2479	2319
80	1 e 4	10,50	5,00	10614	9927
	2 e 3	12,00	6,00	5292	4950
90	1 e 4	11,00	5,00	12138	11352
	2 e 3	12,50	6,00	4238	3964
100	1 e 4	12,00	6,00	8398	7854
	2 e 3	13,50	7,00	4573	4277

Tabela 25 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio em uma faixa lateral, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio em uma faixa lateral



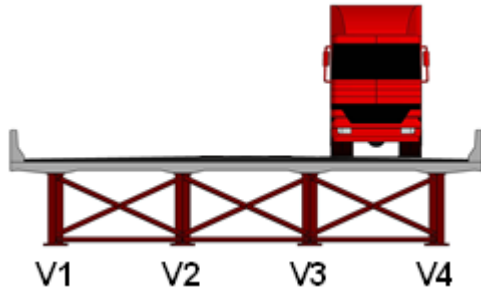
Detalhe 2 no meio do vão



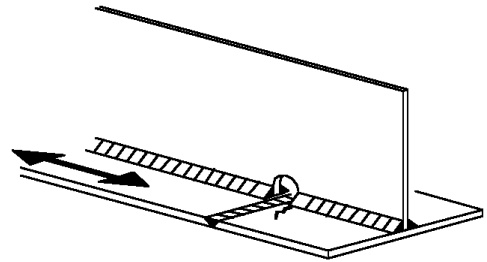
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria D Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 71 Limite: 100 anos
10	4	34,00	41,00	138	129
	3	25,00	29,00	336	315
20	4	16,00	44,00	56	52
	3	14,00	37,00	73	68
30	4	38,50	39,00	112	105
	3	27,50	28,00	203	190
40	4	57,50	77,00	3	3
	3	45,00	64,00	4	3
50	4	49,00	66,00	7	6
	3	50,00	37,00	84	79
60	4	33,00	29,00	110	103
	3	23,00	21,00	218	204
70	4	34,00	38,00	104	97
	3	26,00	31,00	117	110
80	4	34,00	28,00	132	123
	3	23,50	21,00	237	222
90	4	33,50	26,00	155	145
	3	23,00	20,00	304	285
100	4	33,00	31,00	131	122
	3	25,00	24,00	219	205

Tabela 26 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio em uma faixa lateral, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio em uma faixa lateral



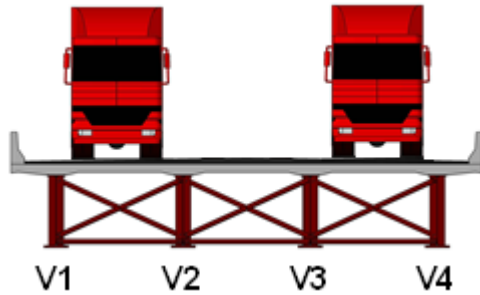
Detalhe 2 no meio do vão



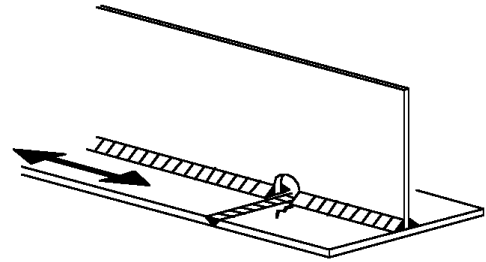
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria D Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 71 Limite: 100 anos
10	4	21,50	10,00	4775	4466
	3	15,50	8,00	9614	8991
20	4	22,00	12,00	1529	1430
	3	16,00	10,00	2429	2271
30	4	23,00	12,00	1338	1251
	3	16,50	9,00	3100	2899
40	4	26,00	20,00	150	141
	3	19,50	16,00	193	180
50	4	26,00	18,00	327	306
	3	17,00	11,00	2300	2151
60	4	21,00	10,00	2205	2062
	3	15,00	7,00	6421	6005
70	4	22,00	11,00	1250	1169
	3	16,00	9,00	2179	2038
80	4	21,00	9,00	2731	2554
	3	15,00	7,00	4149	3881
90	4	21,00	9,00	1081	1011
	3	14,50	9,00	3144	2941
100	4	22,00	11,00	1602	1499
	3	16,00	8,00	3771	3527

Tabela 27 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio em ambas as faixas laterais



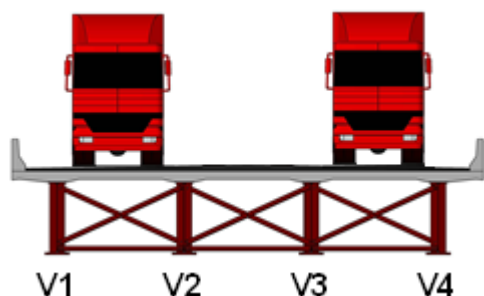
Detalhe 2 no meio do vão



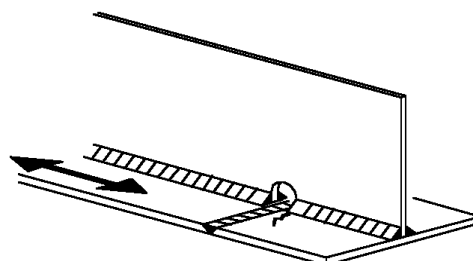
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria D Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 71 Limite: 100 anos
10	1 e 4	42,50	47,00	89	83
	2 e 3	41,00	45,00	83	77
20	1 e 4	50,00	66,00	9	9
	2 e 3	48,00	65,00	1	1
30	1 e 4	44,00	47,00	48	45
	2 e 3	43,00	46,00	28	26
40	1 e 4	78,00	117,00	1	1
	2 e 3	77,50	117,00	1	1
50	1 e 4	42,00	48,00	86	80
	2 e 3	41,50	48,00	54	51
60	1 e 4	40,50	39,00	150	140
	2 e 3	37,50	36,00	95	89
70	1 e 4	47,00	58,00	16	15
	2 e 3	45,50	57,00	10	9
80	1 e 4	35,00	35,00	54	61
	2 e 3	34,00	33,00	56	65
90	1 e 4	32,00	31,00	84	78
	2 e 3	30,50	30,00	82	77
100	1 e 4	40,50	39,00	64	81
	2 e 3	40,00	39,00	47	64

Tabela 28 - Verificação à fadiga do detalhe 2, comboio em ambas as faixas laterais

Comboio em ambas as faixas laterais



Detalhe 2 no meio do vão



Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria D Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 71 Limite: 100 anos
10	1 e 4	25,00	12,00	2997	2803
	2 e 3	24,00	12,00	3267	3056
20	1 e 4	25,50	17,00	441	412
	2 e 3	25,00	17,00	434	406
30	1 e 4	26,00	14,00	695	650
	2 e 3	25,50	14,00	739	692
40	1 e 4	33,00	29,00	31	29
	2 e 3	32,50	29,00	28	26
50	1 e 4	25,00	16,00	914	855
	2 e 3	24,00	15,00	1025	959
60	1 e 4	25,50	13,00	968	905
	2 e 3	24,00	11,00	1184	1108
70	1 e 4	26,00	16,00	366	343
	2 e 3	26,00	16,00	407	381
80	1 e 4	23,00	11,00	1164	1089
	2 e 3	22,00	10,00	1408	1317
90	1 e 4	23,00	9,00	1102	1031
	2 e 3	22,00	9,00	1121	1048
100	1 e 4	25,00	13,00	968	905
	2 e 3	24,50	13,00	999	934

Em relação ao Detalhe 1, o Detalhe 2 pertence a uma categoria com uma resistência à fadiga menor. Nota-se que, na Tabela 27, com um pavimento ruim, mesmo para o caso de velocidades que não provocam ressonância, foram obtidas valores de vida útil baixos, como 54 anos para 80 km/h.

Em projetos de pontes é usual a indicação de emendas para facilitar o transporte das vigas. Ao se optar por emendas soldadas, o detalhe de um furo na alma é bastante comum, também conhecido como *cope hole* ou *mouse hole*. Este detalhe aparece na sugestão para a emenda transversal das vigas no projeto original da ponte analisada neste estudo, conforme o Manual de Pontes e Viadutos em Vigas Mistas (PINHO e BELLEY, 2007, p. 71). A realização deste furo na alma possui duas razões principais: 1) não interromper a solda transversal na mesa inferior, e 2) evitar o acúmulo de água. A Figura 54 ilustra uma fissura de fadiga na emenda transversal de uma viga de ponte, na região do furo.

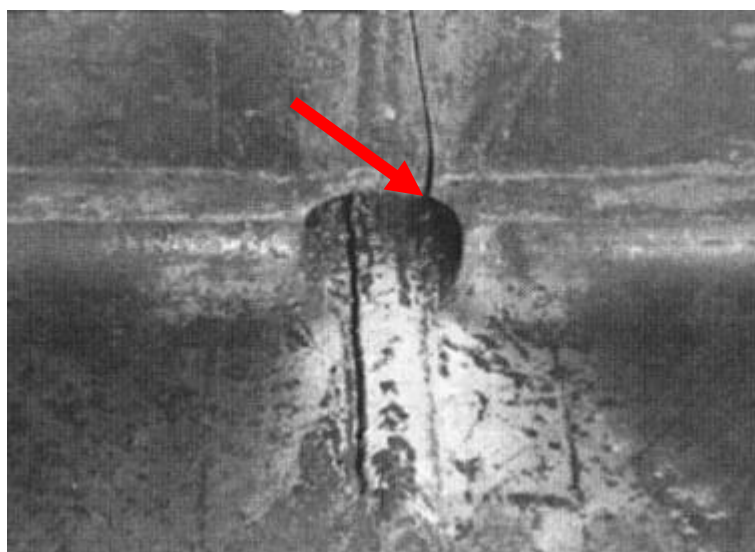


Figura 55 - Fissura em um *cope hole* na emenda de uma viga de ponte, Kuehn et al. (2008).

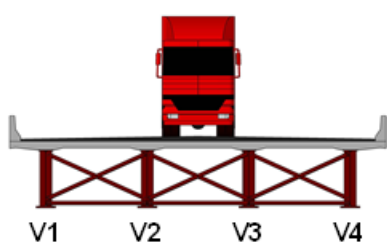
Este detalhe pode ser melhorado 1) escolhendo-se a posição das emendas transversais para regiões de menores esforços, 2) eliminando o máximo de emendas possíveis, 3) optando por emendas parafusadas, ou mesmo 4) eliminando os *cope-holes*. No guia de projetos europeu ESDEP (1994, p. 3172), há a descrição de uma sequência de soldagem de emendas transversais de vigas soldadas que não utiliza *cope holes* em detalhes deste tipo.

8.7 Análise de fadiga do Detalhe 3 - material base dos conectores soldados

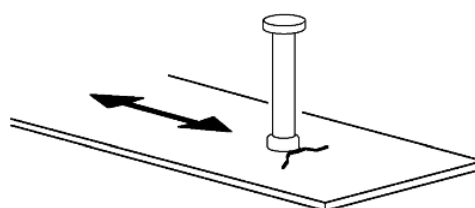
As Tabelas 29 a 34 apresentam a avaliação da vida útil à fadiga da ponte mista (aço-concreto) para o Detalhe 3, no que tange a variação da qualidade do pavimento (ruim e bom) e das posições dos comboios de veículos investigados.

Tabela 29 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio na faixa central, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio na faixa central



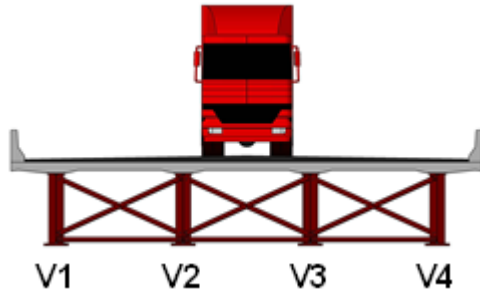
Detalhe 3 no meio do vão



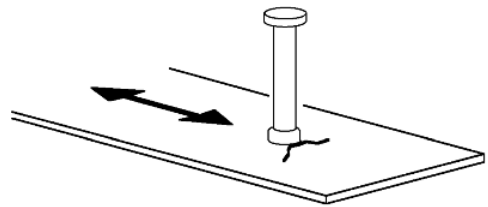
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Compressão (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	1 e 4	5,00	5,00	37271	25943
	2 e 3	6,00	7,00	25532	17772
20	1 e 4	6,00	8,00	7309	5087
	2 e 3	7,00	9,00	6317	4397
30	1 e 4	5,00	5,00	15446	10751
	2 e 3	6,00	7,00	11710	8151
40	1 e 4	10,00	14,00	229	318
	2 e 3	10,00	15,00	253	352
50	1 e 4	5,00	6,00	8777	12202
	2 e 3	6,00	7,00	6894	9583
60	1 e 4	5,00	4,00	17586	24447
	2 e 3	6,00	6,00	10069	13997
70	1 e 4	6,00	7,00	3357	4666
	2 e 3	7,00	8,00	3037	4222
80	1 e 4	4,00	4,00	13877	19290
	2 e 3	5,00	5,00	7410	10301
90	1 e 4	4,00	3,00	28275	39307
	2 e 3	5,00	5,00	6196	8614
100	1 e 4	5,00	5,00	11443	15908
	2 e 3	6,00	6,00	7411	10303

Tabela 30 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio na faixa central, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio na faixa central



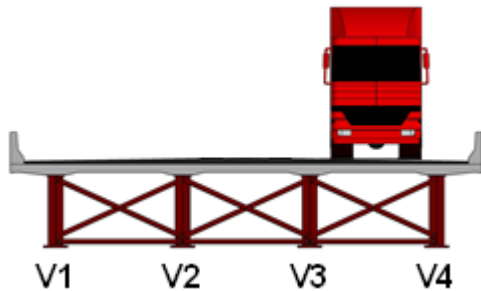
Detalhe 3 no meio do vão



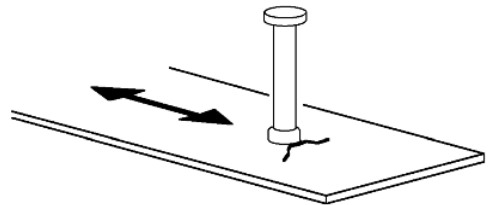
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Compressão (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	1 e 4	3,00	1,00	360504	501153
	2 e 3	4,00	2,00	90692	126077
20	1 e 4	3,00	2,00	88821	123476
	2 e 3	4,00	3,00	65610	91209
30	1 e 4	3,00	2,00	132281	182892
	2 e 3	4,00	2,00	71225	99013
40	1 e 4	4,00	4,00	24039	16733
	2 e 3	5,00	4,00	22348	15555
50	1 e 4	3,00	2,00	90001	62645
	2 e 3	4,00	3,00	77334	53828
60	1 e 4	3,00	1,00	493170	343277
	2 e 3	4,00	2,00	154364	107445
70	1 e 4	3,00	2,00	328742	228823
	2 e 3	4,00	3,00	115393	80319
80	1 e 4	3,00	1,00	613761	427205
	2 e 3	3,00	2,00	199817	139081
90	1 e 4	3,00	1,00	702100	488711
	2 e 3	3,00	2,00	224528	156282
100	1 e 4	3,00	1,00	511588	356100
	2 e 3	4,00	2,00	168189	117068

Tabela 31 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio em uma faixa lateral, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio em uma faixa lateral



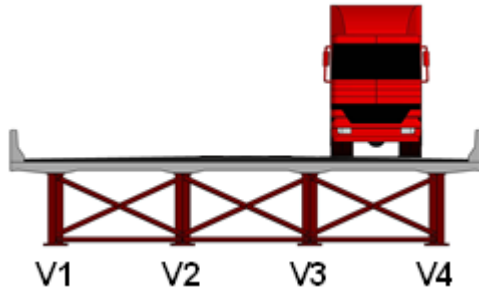
Detalhe 3 no meio do vão



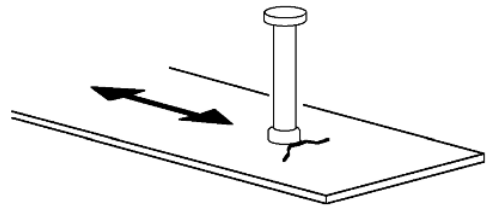
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Compressão (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	4	12,00	14,00	4641	3230
	3	7,00	8,00	16301	11346
20	4	13,00	15,00	1834	1277
	3	8,00	10,00	9112	6342
30	4	13,00	13,00	2081	1449
	3	8,00	8,00	6830	4754
40	4	19,00	24,00	198	138
	3	12,00	17,00	370	258
50	4	20,00	28,00	120	84
	3	10,00	13,00	1883	1311
60	4	12,00	12,00	2853	1986
	3	7,00	6,00	17508	12187
70	4	13,00	14,00	1554	1082
	3	7,00	9,00	4749	3306
80	4	13,00	11,00	3649	2540
	3	7,00	6,00	14637	10188
90	4	11,00	10,00	1912	1331
	3	6,00	5,00	12132	8445
100	4	11,00	10,00	3574	2488
	3	7,00	6,00	12677	8824

Tabela 32 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio em uma faixa lateral, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio em uma faixa lateral



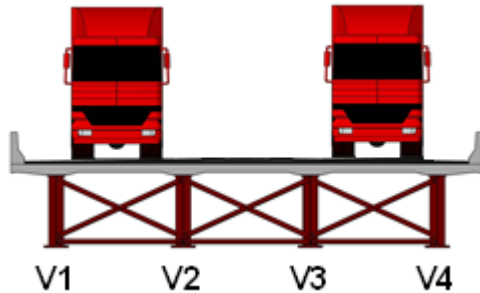
Detalhe 3 no meio do vão



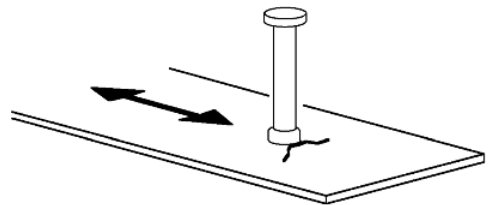
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Compressão (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	4	8,00	4,00	41482	28874
	3	5,00	2,00	136079	94717
20	4	8,00	4,50	50895	35425
	3	5,00	3,00	158955	110641
30	4	8,00	4,00	70119	48806
	3	5,00	2,50	164042	114182
40	4	9,00	6,50	11664	8119
	3	6,00	4,50	22670	15779
50	4	10,00	8,00	6263	4360
	3	5,00	3,50	87194	60692
60	4	8,00	5,00	39577	27548
	3	5,00	2,00	210758	146697
70	4	8,00	4,50	37922	26396
	3	5,00	3,00	105828	73661
80	4	8,00	4,00	62311	43371
	3	4,00	2,00	249166	173431
90	4	7,00	4,00	26667	18562
	3	4,00	2,00	213338	148494
100	4	8,00	4,00	41481	28873
	3	5,00	2,50	163178	113580

Tabela 33 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio em ambas as faixas laterais



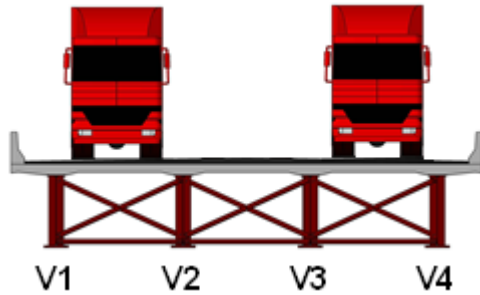
Detalhe 3 no meio do vão



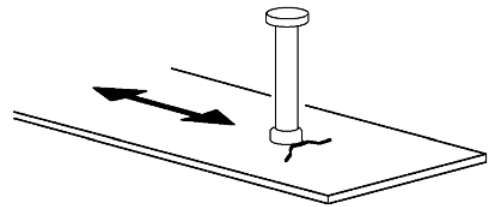
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Compressão (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	1 e 4	13,00	17,00	867	604
	2 e 3	10,00	12,00	6576	4577
20	1 e 4	13,00	17,00	867	604
	2 e 3	12,00	16,00	870	605
30	1 e 4	11,00	12,00	1831	1274
	2 e 3	11,00	12,00	2082	1449
40	1 e 4	19,00	29,00	66	46
	2 e 3	19,00	29,00	58	40
50	1 e 4	11,00	13,00	2261	1574
	2 e 3	10,00	12,00	2471	1720
60	1 e 4	11,00	11,00	3368	2345
	2 e 3	10,00	9,00	4733	3295
70	1 e 4	12,00	15,00	908	632
	2 e 3	12,00	14,00	902	628
80	1 e 4	10,00	10,00	3523	2452
	2 e 3	9,00	9,00	4351	3029
90	1 e 4	9,00	8,00	3969	2763
	2 e 3	8,00	7,00	5209	3626
100	1 e 4	11,00	10,00	3142	2187
	2 e 3	10,00	10,00	3465	2412

Tabela 34 - Verificação à fadiga do detalhe 3, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio em ambas as faixas laterais



Detalhe 3 no meio do vão



Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Compressão (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	1 e 4	7,00	3,00	61017	42471
	2 e 3	6,00	3,00	50233	34965
20	1 e 4	7,00	5,00	24691	17186
	2 e 3	6,00	4,00	35271	24550
30	1 e 4	7,00	4,00	38186	26579
	2 e 3	6,00	4,00	49656	34563
40	1 e 4	8,00	7,00	3780	2631
	2 e 3	8,00	7,00	4330	3014
50	1 e 4	6,00	4,00	37047	25787
	2 e 3	6,00	4,00	46352	32264
60	1 e 4	7,00	3,00	56471	39307
	2 e 3	6,00	3,00	50230	34971
70	1 e 4	7,00	5,00	26361	18349
	2 e 3	7,00	4,00	33883	23584
80	1 e 4	6,00	3,00	50231	34960
	2 e 3	6,00	3,00	64478	44880
90	1 e 4	6,00	3,00	50959	35470
	2 e 3	6,00	2,00	90001	62645
100	1 e 4	7,00	4,00	41301	28747
	2 e 3	6,00	3,00	57261	39857

Inicialmente, podem ser observados nos resultados do Detalhe 3 valores elevados de vida útil à fadiga, mesmo para velocidades que provocam ressonância ou pavimento ruim quanto às irregularidades.

Diferente dos detalhes analisados anteriormente, o Detalhe 3 apresenta ciclos de tensão em compressão. Observa-se também que os valores máximos de tensão de compressão são relativamente baixos, o que demonstra que a concepção estrutural de viga mista adotada é válida. Ora, para a concepção estrutural de ponte simplesmente apoiada em viga mista, com o concreto responsável pela maior parte das tensões de compressão nas regiões de momento fletor positivo, a mesa superior de aço possui principalmente as seguintes funções: 1) resistir às cargas de construção durante a fase de montagem e antes da cura do concreto, 2) oferecer apoio para vigotas pré-moldadas e 3) receber os conectores de cisalhamento, que oferecem interação entre o aço e o concreto.

Com relação aos valores elevados de vida útil à fadiga, segundo Branco et al. (1999), resultados obtidos experimentalmente em juntas soldadas mostraram que a resistência à fadiga aumenta à medida que a tensão média de compressão do ciclo de tensões aumenta. Portanto, nas juntas soldadas a existência de tensões médias de compressão favorece a resistência à fadiga da junta.

No entanto, também foi observado que a propagação de fissuras de fadiga pode dar-se para ciclos de tensão totalmente em compressão, desde que haja tensões residuais de tração com intensidade suficiente para criar uma componente de tração no ciclo resultante, capaz de abrir as superfícies da fissura. Caso as tensões residuais sejam baixas, a aplicação dos conceitos teóricos da Mecânica da Fratura levaria a concluir que teoricamente quando as cargas são inteiramente de compressão, não pode existir propagação da fissura (BRANCO et al, 1999, p. 247).

O conceito de tensão residual designa um estado de tensão permanente e auto equilibrado, podendo ser resultado, por exemplo, da retração da solda. O Detalhe 3 indica justamente a possibilidade de redução da resistência à fadiga devido à introdução de tensões residuais em razão do processo de soldar os conectores de cisalhamento à mesa superior de aço.

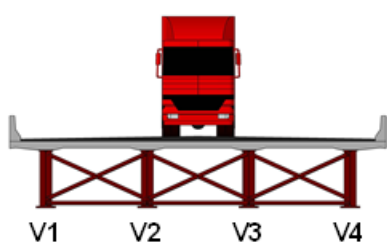
Se o projeto estrutural possuísse uma concepção de viga mista contínua, ou isostática com balanços, o Detalhe 3 mereceria especial atenção nas regiões de momento fletor negativo, devido à presença de tensões de tração elevadas, e, principalmente, porque as fissuras nesta região são de difícil visualização.

8.8 Análise de fadiga do Detalhe 4 - solda nos enrijecedores transversais

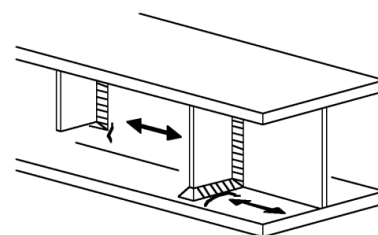
As Tabelas 35 a 40 apresentam a avaliação da vida útil à fadiga da ponte mista (aço-concreto) para o Detalhe 3, no que tange a variação da qualidade do pavimento (ruim e bom) e das posições dos comboios de veículos investigados.

Tabela 35 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio na faixa central, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio na faixa central



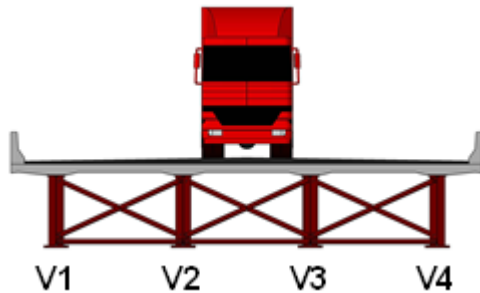
Detalhe 4 no meio do vão



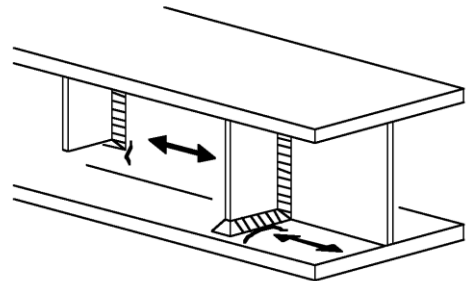
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C' Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	1 e 4	19,00	21,00	1222	851
	2 e 3	23,00	25,00	941	655
20	1 e 4	23,00	31,00	114	79
	2 e 3	26,00	35,00	101	71
30	1 e 4	20,00	22,00	279	194
	2 e 3	23,00	25,00	234	163
40	1 e 4	38,00	58,00	7	5
	2 e 3	40,00	60,00	7	5
50	1 e 4	20,00	23,00	380	265
	2 e 3	22,00	24,00	1440	1002
60	1 e 4	17,00	16,00	792	551
	2 e 3	22,00	22,00	454	316
70	1 e 4	22,00	27,00	118	82
	2 e 3	25,00	31,00	105	73
80	1 e 4	16,00	15,00	656	457
	2 e 3	20,00	20,00	512	357
90	1 e 4	15,00	15,00	902	628
	2 e 3	17,00	17,00	530	369
100	1 e 4	19,00	19,00	523	364
	2 e 3	21,00	21,00	600	418

Tabela 36 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio na faixa central, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio na faixa central



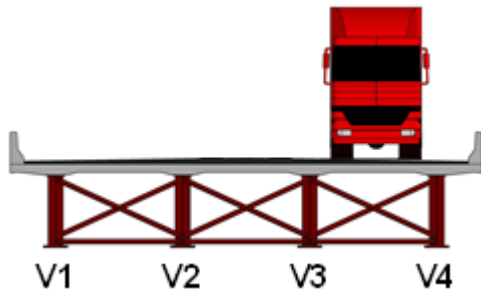
Detalhe 4 no meio do vão



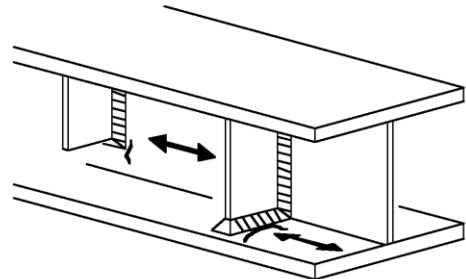
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C' Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	1 e 4	11,00	5,00	39184	27274
	2 e 3	13,00	7,00	23845	16597
20	1 e 4	12,00	8,00	6837	4759
	2 e 3	13,00	9,00	5807	4042
30	1 e 4	12,00	6,00	12165	8467
	2 e 3	14,00	8,00	8343	5807
40	1 e 4	16,00	14,00	441	307
	2 e 3	17,00	15,00	401	279
50	1 e 4	12,00	7,00	14841	10330
	2 e 3	13,00	9,00	7983	5557
60	1 e 4	11,00	5,00	18302	12739
	2 e 3	14,00	7,00	9601	6683
70	1 e 4	12,00	7,00	6428	4474
	2 e 3	14,00	9,00	4951	3446
80	1 e 4	11,00	5,00	21198	14755
	2 e 3	12,00	6,00	10569	7357
90	1 e 4	11,00	5,00	24241	16873
	2 e 3	12,00	6,00	8464	5891
100	1 e 4	12,00	6,00	16773	11675
	2 e 3	13,00	7,00	9133	6357

Tabela 37 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio em uma faixa lateral, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio em uma faixa lateral



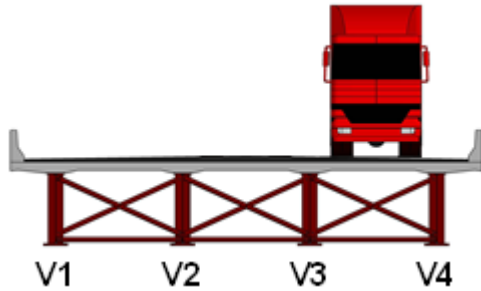
Detalhe 4 no meio do vão



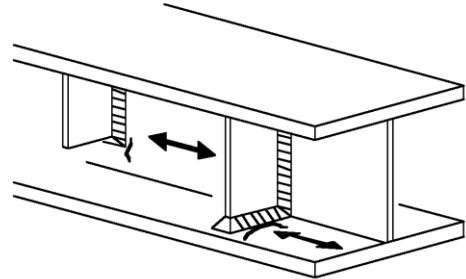
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C' Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	4	35,00	41,00	276	192
	3	26,00	29,00	671	467
20	4	36,00	44,00	111	77
	3	29,00	37,00	146	102
30	4	38,00	39,00	224	156
	3	27,00	28,00	173	121
40	4	57,00	77,00	6	4
	3	45,00	64,00	7	5
50	4	49,00	66,00	13	9
	3	30,00	37,00	99	69
60	4	31,00	29,00	219	152
	3	23,00	21,00	435	303
70	4	34,00	38,00	75	52
	3	26,00	31,00	102	71
80	4	34,00	28,00	262	183
	3	23,00	21,00	473	329
90	4	31,00	26,00	310	216
	3	21,00	20,00	607	423
100	4	33,00	31,00	260	181
	3	25,00	24,00	437	304

Tabela 38 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio em uma faixa lateral, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio em uma faixa lateral



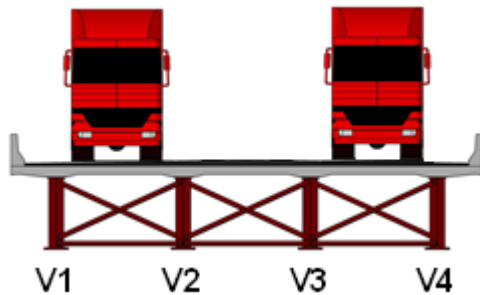
Detalhe 4 no meio do vão



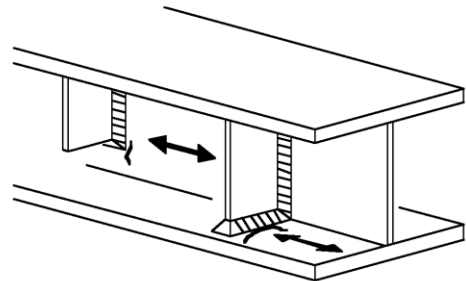
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C' Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	4	22,00	10,00	9536	6638
	3	15,00	8,00	19201	13365
20	4	22,00	12,00	3052	2125
	3	16,00	10,00	4850	3376
30	4	23,00	12,00	2671	1859
	3	16,00	9,00	6190	4309
40	4	26,00	20,00	300	209
	3	20,00	16,00	385	268
50	4	26,00	18,00	652	454
	3	17,00	11,00	4593	3197
60	4	21,00	10,00	4404	3065
	3	15,00	7,00	12824	8926
70	4	22,00	11,00	2495	1737
	3	16,00	9,00	4351	3028
80	4	21,00	9,00	5454	3797
	3	15,00	7,00	8287	5768
90	4	21,00	9,00	2159	1503
	3	14,00	6,00	6280	4371
100	4	22,00	11,00	3200	2227
	3	16,00	8,00	7531	5242

Tabela 39 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio em ambas as faixas laterais

Comboio em ambas as faixas laterais



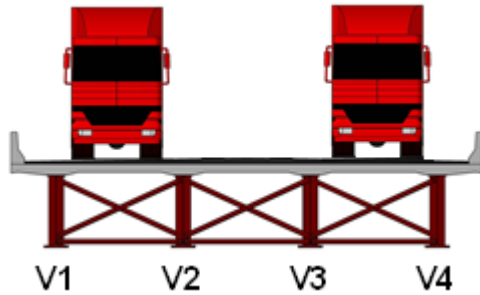
Detalhe 4 no meio do vão



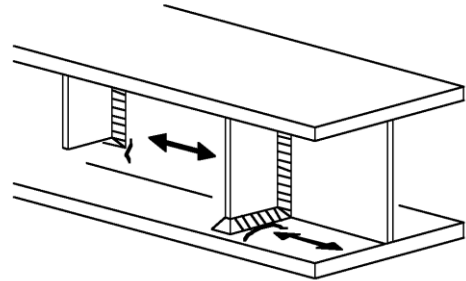
Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C' Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	1 e 4	42,00	47,00	177	123
	2 e 3	41,00	45,00	165	115
20	1 e 4	49,00	66,00	18	13
	2 e 3	48,00	65,00	16	11
30	1 e 4	44,00	47,00	96	67
	2 e 3	43,00	46,00	55	38
40	1 e 4	78,00	117,00	1	1
	2 e 3	78,00	117,00	1	1
50	1 e 4	42,00	48,00	171	119
	2 e 3	41,00	48,00	108	76
60	1 e 4	40,00	39,00	97	68
	2 e 3	38,00	35,50	105	73
70	1 e 4	47,00	58,00	31	22
	2 e 3	46,00	57,00	19	14
80	1 e 4	35,00	35,00	76	53
	2 e 3	34,00	33,00	77	54
90	1 e 4	32,00	31,00	117	82
	2 e 3	31,00	30,00	115	80
100	1 e 4	40,00	39,00	97	67
	2 e 3	40,00	39,00	74	51

Tabela 40 - Verificação à fadiga do detalhe 4, comboio em ambas as faixas laterais

Comboio em ambas as faixas laterais



Detalhe 4 no meio do vão



Velocidade (km/h)	Vigas	$\sigma_{\text{máx}}$ Tração (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO Categoria C' Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 80 Limite: 100 anos
10	1 e 4	25,00	12,00	5986	4167
	2 e 3	24,00	12,00	6525	4542
20	1 e 4	26,00	17,00	880	613
	2 e 3	25,00	17,00	867	604
30	1 e 4	26,00	14,00	1387	966
	2 e 3	26,00	13,00	2022	1408
40	1 e 4	33,00	29,00	62	44
	2 e 3	32,00	29,00	55	38
50	1 e 4	25,00	16,00	1825	1270
	2 e 3	24,00	15,00	2047	1425
60	1 e 4	26,00	13,00	1933	1345
	2 e 3	24,00	11,00	2365	1646
70	1 e 4	26,00	16,00	731	509
	2 e 3	26,00	16,00	812	565
80	1 e 4	23,00	11,00	2325	1618
	2 e 3	22,00	10,00	2811	1957
90	1 e 4	23,00	9,00	2201	1532
	2 e 3	22,00	9,00	2238	1558
100	1 e 4	25,00	13,00	1932	1345
	2 e 3	25,00	13,00	1994	1388

Inicialmente, observa-se que as categorias das normas, nas quais o referido detalhe construtivo foi classificado, isto é, C' para AASHTO (2012) e 80 para o Eurocode (2003), apresentam diferenças nos valores de vida útil. Neste caso, os valores de vida útil fornecido pela AASHTO (2012) são sempre maiores. No entanto, para valores com uma ordem de grandeza próximo dos limites das normas, essa diferença não é significativa.

De acordo com inúmeros exemplos encontrados na bibliografia (LIPPI, 2014; KUEHN et al., 2008), o Detalhe 4 pode ser bastante crítico. Na Figura 56 apresenta-se um exemplo de fadiga da prática real semelhante à categoria analisada pelo Detalhe 4, com fissuras próximas aos enrijecedores (obs.: tratadas incorretamente, com deposição de solda, introduzindo tensões residuais).



a) Detalhe vista frontal



b) Vista perspectiva

Figura 56 - Exemplos de fissuras por fadiga em vigas soldadas com tratamento inadequado, Lippi (2014).

De um modo geral, os valores de vida útil para velocidades fora de ressonância se mostraram aceitáveis, com exceção da Tabela 39 (pavimento ruim, comboio nas duas faixas laterais). Para o caso da Tabela 39, a vida útil segundo o Eurocode (2003) não alcançou o valor mínimo de 100 anos, para todas as velocidades com exceção de 10 km/h.

8.9 Análise de fadiga do Detalhe 5 - conectores tipo pino com cabeça

De acordo com o Eurocode 3 (2003), a fadiga nos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, utilizado em aplicações mistas (aço-concreto) com categoria de fadiga de número 90, deve ser avaliada com base na tensão de cisalhamento nominal no diâmetro do conector. Assim, para obtenção da tensão nominal, adotou-se a estratégia descrita pelos autores Pfeil e Pfeil (2009), na qual o esforço cortante em um conector (ou grupo de conectores) em uma viga mista em regime elástico pode ser estimado de acordo com as Equações (17) e (18).

$$H = \frac{VS}{I} \quad (17)$$

$$Q = H.e \quad (18)$$

Onde:

H: fluxo de cisalhamento;

V: esforço cortante na viga mista;

S: momento estático, referido ao eixo neutro da viga mista, da área de concreto comprimida, igual a 42.957 cm³;

I: momento de inércia da seção homogeneizada, igual a 9.593.764 cm⁴;

Q: esforço cortante no diâmetro de um conector ou grupo de conectores;

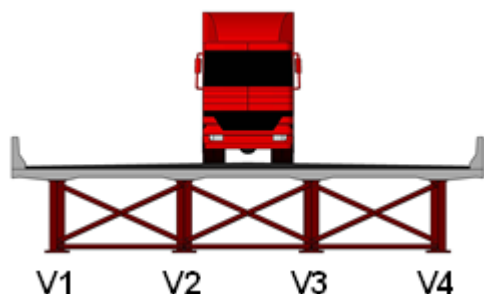
e: espaçamento entre conectores ou grupo de conectores.

A tensão cisalhante é obtida dividindo-se Q pela área de um conector, no caso de um grupo com apenas um conector. Ressalta-se que a avaliação da fadiga é realizada para os conectores mais próximos do apoio, onde o fluxo cisalhante é máximo (esforço cortante máximo). Ainda, as propriedades utilizadas da viga mista dos perfis extremos, indicadas acima, estão baseadas em Pinho e Belley (2007)

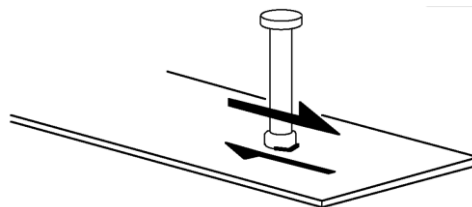
Posto isso, as Tabelas 41 a 46 a seguir apresentam a avaliação da vida útil à fadiga para o Detalhe 5, no que tange a variação da qualidade do pavimento (ruim e bom) e das posições dos comboios de veículos investigados..

Tabela 41 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio na faixa central, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio na faixa central



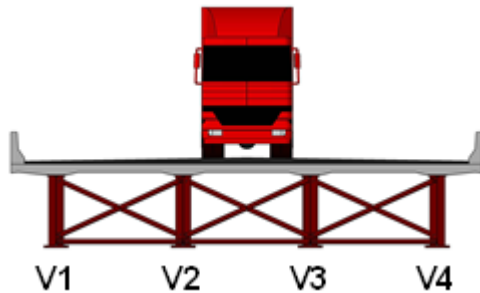
Detalhe 5 próximo ao apoio



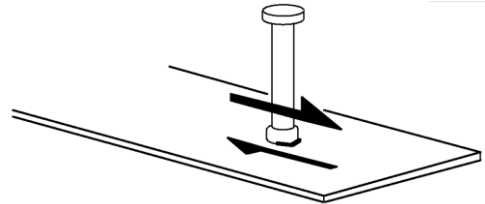
Velocidade (km/h)	Vigas	$\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	$\Delta\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO <i>Headed Stud</i> Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 90 Limite: 100 anos
10	1 e 4	17,00	19,00	10875	12422361
	2 e 3	36,00	38,00	527	69037
20	1 e 4	22,00	29,00	328	107728
	2 e 3	44,00	49,00	165	12017
30	1 e 4	18,00	24,00	1602	980777
	2 e 3	34,00	42,00	233	27211
40	1 e 4	33,00	51,00	5	284
	2 e 3	47,00	68,00	4	124
50	1 e 4	20,00	24,00	2189	1494099
	2 e 3	47,00	53,00	186	14428
60	1 e 4	18,00	17,00	8227	11709602
	2 e 3	33,00	31,00	742	180363
70	1 e 4	22,00	27,00	585	294006
	2 e 3	38,00	44,00	143	18686
80	1 e 4	18,00	18,00	5554	6802722
	2 e 3	42,00	43,00	198	22784
90	1 e 4	14,00	15,00	12818	24154590
	2 e 3	27,00	26,00	1139	455914
100	1 e 4	18,00	22,00	5455	5186722
	2 e 3	45,00	50,00	145	13301

Tabela 42 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio na faixa central, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio na faixa central



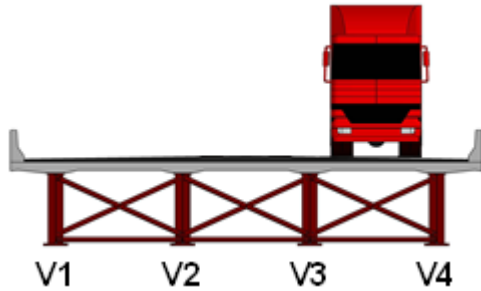
Detalhe 5 próximo ao apoio



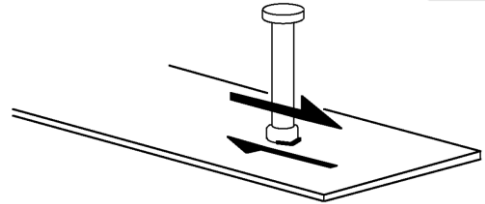
Velocidade (km/h)	Vigas	$\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	$\Delta\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO <i>Headed Stud</i> Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 90 Limite: 100 anos
10	1 e 4	10,00	5,00	5473454	434482609
	2 e 3	23,00	17,0	16491	22321429
20	1 e 4	11,00	8,00	278995	370370371
	2 e 3	25,00	20,00	6374	5675369
30	1 e 4	10,00	7,00	627078	94339623
	2 e 3	22,00	16,00	17881	26809652
40	1 e 4	14,00	13,00	5623	16260163
	2 e 3	24,00	20,00	2957	2642008
50	1 e 4	11,00	8,00	921829	270270271
	2 e 3	27,00	24,00	8359	6631300
60	1 e 4	11,00	6,00	1169318	58139535
	2 e 3	23,00	17,00	12711	16286645
70	1 e 4	11,00	8,00	227082	34843206
	2 e 3	25,00	21,00	6562	6770481
80	1 e 4	10,00	6,00	34565	31055901
	2 e 3	24,00	20,00	3707	3827019
90	1 e 4	10,00	5,00	2935134	27173914
	2 e 3	20,00	13,00	11909	28011205
100	1 e 4	10,00	7,00	33425	3124192
	2 e 3	23,00	21,00	3809	3727112

Tabela 43 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio em uma faixa lateral, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio em uma faixa lateral



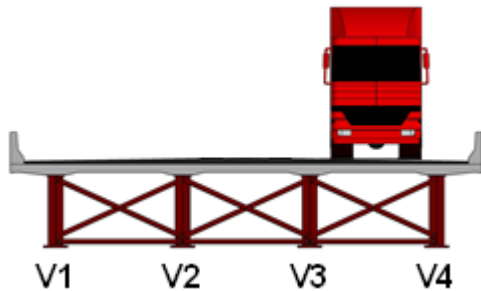
Detalhe 5 próximo ao apoio



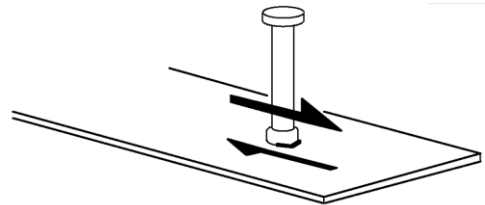
Velocidade (km/h)	Vigas	$\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	$\Delta\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO <i>Headed Stud</i> Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 90 Limite: 100 anos
10	4	52,00	51,00	106	7314
	3	31,00	31,00	1284	313785
20	4	59,00	58,00	28	1417
	3	27,00	39,00	151	22232
30	4	56,00	57,00	38	1930
	3	32,00	36,00	411	70118
40	4	66,00	87,00	4	62
	3	42,00	59,00	16	851
50	4	78,00	94,00	2	21
	3	42,00	50,00	72	6923
60	4	53,00	51,00	83	5141
	3	29,00	28,00	852	255344
70	4	55,00	55,00	87	7014
	3	34,00	38,00	280	56892
80	4	52,00	45,00	115	11782
	3	35,00	33,00	661	153257
90	4	46,00	41,00	122	14685
	3	26,00	23,00	1802	1084364
100	4	62,00	57,00	75	5364
	3	39,00	40,00	441	79745

Tabela 44 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio em uma faixa lateral, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio em uma faixa lateral



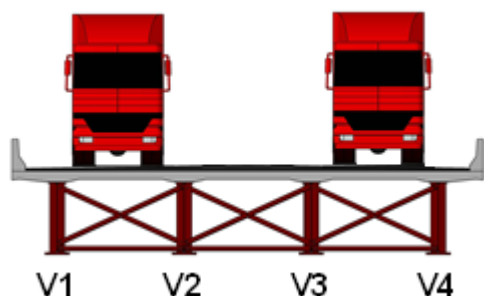
Detalhe 5 próximo ao apoio



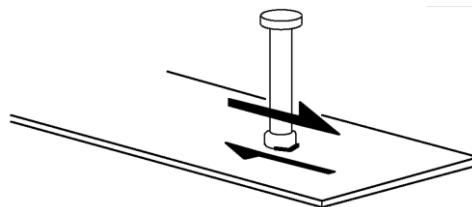
Velocidade (km/h)	Vigas	$\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	$\Delta\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO <i>Headed Stud</i> Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 90 Limite: 100 anos
10	4	36,00	19,00	8907	7722008
	3	21,00	13,00	51650	217391305
20	4	38,00	23,00	2850	1747641
	3	22,00	15,00	18531	32362460
30	4	38,00	22,00	4050	2579980
	3	21,00	14,00	39451	86206897
40	4	37,00	22,00	1720	1183713
	3	22,00	16,00	8272	15082957
50	4	45,00	35,00	329	88683
	3	25,00	20,00	10205	13054831
60	4	35,00	21,00	4060	2812940
	3	20,00	14,00	34429	71942447
70	4	39,00	24,00	3836	2801906
	3	23,00	16,00	20128	42553192
80	4	37,00	21,00	2991	2387775
	3	22,00	15,00	14874	31152648
90	4	34,00	18,00	3351	3427005
	3	19,00	11,00	37242	147058824
100	4	39,00	26,00	3352	2024292
	3	23,00	16,00	30103	65789474

Tabela 45 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento ruim quanto às irregularidades

Comboio em ambas as faixas laterais



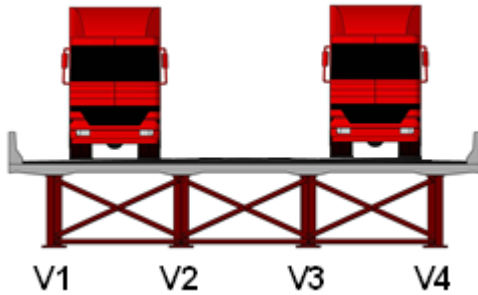
Detalhe 5 próximo ao apoio



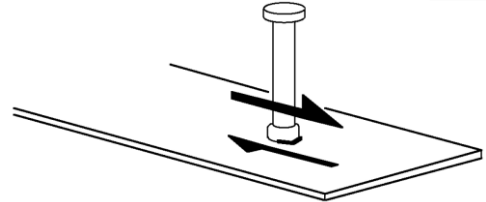
Velocidade (km/h)	Vigas	$\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	$\Delta\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO <i>Headed Stud</i> Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 90 Limite: 100 anos
10	1 e 4	44,00	45,00	184	15903
	2 e 3	37,00	39,00	355	50904
20	1 e 4	56,00	66,00	10	330
	2 e 3	49,00	60,00	13	608
30	1 e 4	44,00	54,00	49	2704
	2 e 3	39,00	50,00	67	4946
40	1 e 4	66,00	97,00	1	5
	2 e 3	62,00	94,00	1	6
50	1 e 4	57,00	62,00	56	2644
	2 e 3	49,00	54,00	90	6970
60	1 e 4	40,00	36,00	331	58824
	2 e 3	36,00	33,00	432	103694
70	1 e 4	48,00	57,00	26	1766
	2 e 3	44,00	54,00	29	2384
80	1 e 4	51,00	52,00	62	4179
	2 e 3	44,00	45,00	134	14919
90	1 e 4	35,00	31,00	411	97811
	2 e 3	30,00	27,00	715	264915
100	1 e 4	53,00	58,00	63	3818
	2 e 3	45,00	51,00	105	9598

Tabela 46 - Verificação à fadiga do detalhe 5, comboio em ambas as faixas laterais, pavimento bom quanto às irregularidades

Comboio em ambas as faixas laterais



Detalhe 5 próximo ao apoio



Velocidade (km/h)	Vigas	$\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	$\Delta\tau_{\text{máx}}$ (MPa)	Vida-útil de serviço (anos)	
				AASHTO <i>Headed Stud</i> Limite: 75 anos	EUROCODE Categoria 90 Limite: 100 anos
10	1 e 4	29,00	18,00	14309	16806723
	2 e 3	24,00	14,00	47674	108695653
20	1 e 4	32,00	24,00	1794	895416
	2 e 3	27,00	21,00	4028	3330004
30	1 e 4	28,00	18,00	9014	10030091
	2 e 3	25,00	15,00	20773	39840638
40	1 e 4	32,00	26,00	460	205335
	2 e 3	29,00	25,00	513	277055
50	1 e 4	32,00	26,00	5029	3209243
	2 e 3	27,00	21,00	13831	16233767
60	1 e 4	29,00	18,00	8107	8841733
	2 e 3	25,00	15,00	18062	33222592
70	1 e 4	31,00	22,00	3126	2517624
	2 e 3	27,00	20,00	6683	8741259
80	1 e 4	31,00	22,00	2409	1881114
	2 e 3	26,00	18,00	8890	12953368
90	1 e 4	25,00	14,00	11292	23584906
	2 e 3	22,00	11,00	43241	178571429
100	1 e 4	31,00	22,00	5644	4875671
	2 e 3	26,00	18,00	17599	29325514

De início, percebe-se a grande diferença de valores de vida útil obtida entre as duas normas, com a norma Eurocode 4 (2006) apresentando valores de vida útil muito superiores.

No entanto, segundo um importante estudo feito por Lee et al. (2010), chegou-se à conclusão que a norma AASHTO (2012) subestima a resistência de conectores tipo pino com cabeça. De acordo com este estudo, suspeita-se que esta diferença tenha origem em um erro de excentricidade ocorrido nos ensaios experimentais da década de 60 que definiram as curvas de resistência de conectores em vigas mistas, adotadas pela AASHTO até hoje. Este erro acabou subestimando a resistência dos conectores. Segundo Lee et al. (2010), outra observação que corrobora a tese de que as curvas S-N para conectores tipo pino com cabeça da AASHTO (2012) são conservadoras é o fato de que curvas de fadiga deste mesmo tipo de conector adotadas por normas de outros países, como Japão e Reino Unido, resultam em valores bastante próximos do Eurocode 4 (2005) parte 2.

Feita essa ressalva, pode-se observar que os conectores apresentaram valores bastante altos de vida útil à fadiga, segundo a norma Eurocode 4 (2005), para todas os casos, exceto para alguns casos de velocidades de 40 km/h e 50 km/h

Especificamente para o Detalhe 5, conclui-se, portanto, que os valores de vida útil obtidos para a hipótese de interação total entre o tabuleiro de concreto e as vigas metálicas indicam, para o presente projeto, um dimensionamento possivelmente conservador, devido ao fato dos conectores terem sido dimensionados de acordo com a curva de resistência à fadiga da norma americana AASHTO (2002) no projeto original (PINHO e BELLEY, 2007). Estas conclusões apontam para a necessidade do estudo de uma concepção de projeto que adote a hipótese de interação parcial, isto é, com um número menor de conectores, o que elevará o espaçamento entre os conectores, e, na Equação (18) ter-se-ia um esforço cortante maior por grupo de conectores.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 Introdução

O principal objetivo dessa dissertação foi desenvolver um estudo para a modelagem do comportamento dinâmico e verificação à fadiga em pontes rodoviárias mistas (aço-concreto). A metodologia de análise proposta foi empregada mediante o desenvolvimento de um modelo numérico-computacional tridimensional, via método dos elementos finitos, para avaliação da resposta dinâmica da estrutura e da vida útil à fadiga. Para tal, considera-se a passagem de comboios de veículo de carga frequente nas rodovias brasileiras, introduzindo o efeito dinâmico da interação entre os veículos e a estrutura da ponte rodoviária mista, inclusive com a modelagem das irregularidades da pista.

9.2 Conclusões

A seguir, são apresentadas as conclusões obtidas ao longo deste estudo, de forma organizada, em função das análises estática, modal e dinâmica, além das conclusões sobre a avaliação da fadiga dos detalhes estruturais da ponte rodoviária mista (aço-concreto) investigada neste trabalho.

9.2.1 Análise estática

Inicialmente, foi realizada uma análise estática do modelo em elementos finitos da ponte rodoviária mista (aço-concreto) investigada, tanto para cargas permanentes, como para cargas móveis. Os resultados obtidos foram bastante próximos dos resultados de análises da bibliografia técnica realizada por outros dois autores para o mesmo projeto estrutural. Para fins de comparação de esforços de momentos, tensões do modelo em elementos finitos foram multiplicadas por uma

propriedade geométrica da viga mista, com inclusão do coeficiente de impacto vertical, definido pela NBR 7188 (2013).

Nesta análise, o valor do momento máximo na viga V1, encontrado com base no modelo estrutural utilizado na presente dissertação, foi de 7505 kNm, e apresentou diferença de apenas 2% em relação ao valor calculado pelo projeto original. O mesmo pode-se dizer do esforço cortante máximo, que resultou neste estudo igual a 717 kN, com uma diferença da ordem de 5% em relação ao valor calculado pelos autores Pinho e Belley (2007).

Com relação aos deslocamentos translacionais verticais no meio do vão da ponte, o valor máximo obtido para cargas permanentes foi de 52 mm, enquanto que as cargas móveis com impacto geraram um valor máximo de 53 mm, resultando, portanto, num valor máximo global de 105 mm, que apresenta diferenças da ordem de 8% em relação ao valor calculado pelos autores Pinho e Belley (2007) para o projeto original para a seção central, no valor de 113 mm. Estes resultados oferecem um bom indicativo da coerência do modelo numérico-computacional com relação ao projeto original, dimensionado segundo metodologia de cálculo manual.

9.2.2 Análise Modal

A análise modal apresentou as principais frequências naturais (autovalores) e os respectivos modos de vibração (autovetores) da ponte rodoviária mista (aço-concreto). Foi observado que a frequência fundamental ($f_{01} = 2,97$ Hz) e a segunda frequência natural da ponte ($f_{02} = 3,67$ Hz), associadas, respectivamente, à flexão longitudinal e torção axial do sistema estrutural, apresentaram valores baixos, o que demonstra o comportamento flexível da ponte.

Além disso, o valor da frequência fundamental, calculado com base no emprego do programa ANSYS (2010) via método dos elementos finitos, apresentou pequena diferença em relação aos valores calculados por diferentes metodologias, inclusive de cálculo expedito manual, o que fornece um bom indicativo de coerência no que diz respeito ao modelo numérico-computacional.

9.2.3 Análise dinâmica (vibração forçada)

Na sequência do estudo, foi realizada uma extensa análise dinâmica não determinística, em que foi constatado que os efeitos dinâmicos dependem essencialmente dos valores máximos das cargas dinâmicas transmitidas pelas rodas, as quais são determinadas principalmente pelas propriedades dinâmicas dos veículos, pela velocidade dos mesmos e pela qualidade do pavimento (irregularidades da pista).

Com relação aos espectros gerados nesta análise, variando-se a velocidade e a qualidade do pavimento, pode-se observar que, para valores de velocidades de 40 km/h, considerando pavimentos de qualidade ruim, os valores dos deslocamentos translacionais verticais máximos são mais do que o dobro em relação aos deslocamentos máximos para um pavimento de boa qualidade. Tal fato, indica que a qualidade da pista influencia significativamente a resposta dinâmica das pontes.

O valor máximo de tensão normal encontrado ao longo de toda investigação foi igual a $\sigma_{\text{máx}} = 78$ MPa, correspondente a um momento fletor de 6348 kNm na viga V4, e está relacionado à travessia de comboios em ambas as faixas laterais. Nota-se, também, que este valor de momento é ligeiramente inferior àquele encontrado para uma análise estática com impacto (7505 kNm). No entanto, cabe ressaltar que o momento de 6348 kNm está associado à interação dinâmica de seis veículos da classe 2C trafegando com uma velocidade de 40 km/h, sobre o pavimento irregular (qualidade ruim), com uma massa de 20,3 t por veículo, o que resulta numa massa total 121,8 t sobre o sistema estrutural.

Por outro lado, a massa dos veículos na análise estática, isto é, a massa do veículo-tipo TB-450 mais a carga distribuída de 500 kg/m², de acordo com os procedimentos de projeto recomendados pela norma brasileira NBR 7188 (2013), totaliza 281 t. Tal comparação de valores de massa significa que os veículos do tipo 2C interagindo com o pavimento irregular, geraram um esforço dinâmico próximo daquele calculado na análise estática tradicional com impacto NBR 7188 (2013).

Por esta razão, pode-se concluir que os esforços oriundos da análise dinâmica são fortemente dependentes da interação entre os veículos e as irregularidades da pista, assim como da frequência de travessia dessas viaturas, do que propriamente da massa total dos veículos.

Observa-se assim, que para os casos analisados nesta dissertação de mestrado, o novo coeficiente de impacto vertical proposto pela norma brasileira NBR 7188 (2013) atende aos critérios de dimensionamento em estado limite último (sem considerar a fadiga estrutural).

As conclusões alcançadas na análise dinâmica comprovam a influência da configuração do tráfego sobre os valores das faixas de tensão, como por exemplo, a posição transversal dos veículos sobre o tabuleiro, o espaçamento, que está diretamente relacionado às frequências de excitação, à velocidade, dentre outros.

Este fato demonstra a importância da realização de estudos de tráfego da via em que o projeto da ponte será executado, de modo a se conhecer a velocidade e a configuração de tráfego mais frequente ao longo da vida útil da estrutura, e, conseqüentemente, as frequências de travessia correspondentes.

Em seguida, o estudo do comportamento dinâmico da ponte pode auxiliar, também, no que diz respeito à escolha de uma concepção estrutural que evite frequências naturais próximas ou iguais às frequências de travessia dos veículos, de modo a mitigar, no curto prazo, os efeitos adversos da ressonância de comboios de veículos para a vida útil da estrutura.

Finalmente, destaca-se que a tarefa de prever uma configuração de tráfego mais frequente é algo bastante complexo, em razão do crescimento urbano, da evolução tecnológica e do crescente aumento do peso e da velocidade dos veículos. Portanto, com base nos resultados alcançados, no entendimento do autor, a medida mais racional e efetiva seria a conservação do pavimento da obra de arte.

9.2.4 Análise de fadiga

Através do estudo da resposta dinâmica permanente da obra de arte rodoviária analisada no presente estudo, os históricos dos deslocamentos e das tensões obtidos foram utilizados para uma análise de danos por fadiga para determinados detalhes estruturais do projeto da ponte rodoviária mista (aço-concreto). Para tal foram investigados 60 configurações de carregamento dinâmico, e foram realizadas 600 análises de fadiga, com o objetivo de se consolidar os resultados.

De modo geral, todos os resultados apresentados demonstraram a importância da análise dinâmica não determinística realizada sobre o modelo numérico tridimensional desenvolvido, pois foram obtidas diferentes amplitudes de tensão para diferentes pontos da estrutura (vigas V1 a V4) com três posições dos comboios diferentes. Dependendo da posição dos comboios, a vida útil para algumas velocidades, principalmente 20 km/h, 40 km/h, 50 km/h e 70 km/h não atende os limites recomendados nas normas de projeto.

Considerando-se uma velocidade de 70 km/h com pavimentos de qualidade ruim a vida útil da ponte em estudo foi da ordem de 52 anos e para pavimentos de boa qualidade foi calculada como sendo igual a 1994 anos. Com base nesta comparação, deve-se enfatizar, novamente, que a medida mais racional e efetiva para o aumento da vida útil das obras de arte rodoviárias no país seria uma conservação eficiente do pavimento da obra de arte.

Para se evidenciar ainda mais a importância dos efeitos dinâmicos provenientes da interação dos pneus dos veículos com as irregularidades da pista sobre o comportamento estrutural da ponte, pode-se citar a condição do Detalhe 4, para comboios em ambas as faixas laterais, considerando-se uma velocidade dos veículos de 40 km/h, foram obtidas amplitudes de tensão normal para pistas com qualidade boa e ruim, respectivamente, iguais a 29 MPa e 117 MPa.

Conclui-se, portanto, que a garantia de execução de um pavimento com qualidade rigorosa reflete num ganho significativo de vida útil à fadiga para as pontes. Além disso, a manutenção da qualidade das irregularidades é de grande relevância para minorar os riscos de falha por fadiga. Assim, com base em todo o exposto anteriormente, recomenda-se como solução de projeto para diminuir os riscos de falhas por fadiga estrutural, a realização de uma conservação permanente, preventiva e, ainda, corretiva, assegurando às obras de arte superfícies de rolamento livres de “buracos”, “lombadas” e “costelas”.

9.3 Sugestões para trabalho futuros

a) Realizar um extenso tratamento estatístico sobre o comportamento dinâmico de pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto) submetidas ao tráfego de veículos sobre o tabuleiro irregular.

b) Realizar monitorações experimentais dinâmicas sobre modelos estruturais de pontes, de forma a refinar a metodologia de análise desenvolvida neste estudo.

c) Implementar outros modelos para os veículos, de forma a considerar o problema da interação dinâmica veículo-estrutura de maneira mais realista, além de investigar, principalmente, o efeito de outras classes de veículos de carga.

d) Estudar em detalhes a influência do efeito da interação parcial aço-concreto, no que diz respeito a concepção do projeto estrutural de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto).

REFERÊNCIAS

AASHTO - Standards Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 2002.

AASHTO. LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 2012.

AFONSO, D. F. *Verificação à fadiga de pontes metálicas ferroviárias*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, RS, Brasil, 2007.

AGERSKOV, H.; NIELSEN, J. A. *Fatigue in Steel Highway Bridges Under Random Loading*. Journal of Structural Engineering - ASCE, vol.125, n.2, 1999, p.152-162.

ALBUQUERQUE, C.; CASTRO, P. e CALÇADA, R. *Efficient crack analysis of dynamically loaded structures using a modal superposition of stress intensity factors*, Engineering Fracture Mechanics, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 93, Outubro 2012, pp. 75-91, 2012.

ALBUQUERQUE, C.; SILVA, L.; CALÇADA, R.; JESUS, A.; DE CASTRO, P.M.S.T. E FERNANDES, A.; *Aplicação de técnicas inovadoras na análise de fadiga da nova ponte ferroviária sobre o rio Sado*. ASCP 2013 - 3º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes, Porto, 2013.

AHI A. J. F. *Análise de Fadiga em Pontes Rodoviárias de Concreto Armado*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.

ALMEIDA, R. S. DE. *Análise de Vibrações de Pontes Rodoviárias Induzidas pelo Tráfego de Veículos sobre o Pavimento Irregular*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

AMORIM, A. B. A. DE. *Avaliação da Resposta Dinâmica de Pontes Rodoviárias com Pavimentos Irregulares e Comparação com a Metodologia de Projeto Proposta pela NBR 7187*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.

ANSYS Swanson Analysis Systems, Inc., P. O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065. Release 12.1, ANSYS, Inc. is a UL registered ISO 9001:2000 Company. Products ANSYS Academic Research, 2010.

ASTM E 1049-85. *Standard practices for cycle counting in fatigue analysis*. ASTM International, 2005

BATTISTA, R. C.; PFEIL, M. S. *Enhancing the Fatigue Life of Rio-Niterói Bridge's Orthotropic Steel Deck*. IABSE Symposium, Rio de Janeiro, August 25-27, 1999, p. 853-860.

BRANCO, C. M.; FERNANDES, A. A.; CASTRO, P. M. S. T. *Fadiga de estruturas soldadas*. Introdução ao estudo da fadiga. Fundação Calouste Gulbenkian: Lisboa. Cap. 2, 1999, p. 137-192.

BRAUN, H. *Untersuchungen Von Fahrbahnunebenheiten und Anwendungen der Ergebnisse*. 1969. Von der Fakultät für Maschinenbau und Elektrotechnik der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Dissertation, 1969.

BRAUN, H. *Untersuchungen über Fahrbahnunebenheiten*. 1966. Deutsche Kraftfahrtforschung und Strassenverkehrstechnik. 1966.

CALÇADA, R. *Avaliação experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias*, Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2001.

CALÇADA, R., CUNHA, A. & DELGADO, R. *Analysis of Traffic Induced Vibrations in a Cable-Stayed Bridge*. Part I: Experimental Assessment, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.10, n.4, pp. 370-385, 2005.

CALÇADA, R.; CUNHA, A. & DELGADO, R. *Dynamic Analysis of Metallic Arch Railway Bridge*, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 7, n. 4, pp. 214-222, 2002.

CHAN, T. H. T.; LI, Z. X.; KO, J. M. *Fatigue analysis and life prediction of bridges with structural health monitoring data - Part I: methodology and strategy*. International Journal of Fatigue, Hong Kong, n.23, 2001a, p.45-53.

CHAN, T. H. T.; LI, Z. X.; KO, J. M. *Fatigue analysis and life prediction of bridges with structural health monitoring data - Part II: application*. International Journal of Fatigue, Hong Kong, n.23, 2001b, p.55-64.

CHANG, D.; LEE, H. *Impact Factors for Simple-Span Highway Girder Bridges*. 1994. ASCE, J. Struc. Engr., Vol.120, n°3, pp.704-715, 1994.

CHANTRE, E. *Influência da Velocidade, do Espaçamento e do Número de Veículos sobre a Resposta Dinâmica de Pontes Rodoviárias de Concreto Armado*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2008.

CHOMPOOMING, K.; YENER, M. *The Influence of Roadway Surface Irregularities and Vehicle Deceleration on Bridge Dynamics Using the Method of Lines*, 1995. J. of Sound and Vibration, 183 (4). 567-589, 1995.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. *Dynamics of Structures*, Third Edition, Computer & Structures, Inc, Berkley, CA, 1995.

CULLIMORE, M. S. G.; WEBBER, D. *Analysis of Heavy Girder Bridge fatigue Failures*. Engineering Failure Analysis, Vol. 7, 2000, p. 145-168.

DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2012. *Quadro de Fabricantes de Veículos*. Diretoria de Infraestrutura Rodoviária. Coordenação Geral de Operações Rodoviárias. Brasília, DF. Disponível em <www.dnit.gov.br>.

ECCS. *Good design practice - A guideline for fatigue design*, P105, European Convention for Constructional Steelwork, Bruxelles, 2000.

ESDEP. *European Steel Design Education Programme*, SCI, London, 1994.

Eurocode 3. *Design of Steel Structures - Part 2: Steel Bridges*. European Committee for Standardisation, Bruxelles, 2006.

Eurocode 3. *Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue*. European Committee for Standardisation. Bruxelles, 2003.

Eurocode 4. *Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for Bridges*. European Committee for Standardisation. Bruxelles, 2005.

FABEANE, R., FICANHA, R. A., PRAVIA, Z. M. C. *Verificação a Fadiga de Vigas de Rolamento de Pontes Rolantes Industriais*. Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCEM), Edição 112. São Paulo, 2013.

FERREIRA, V. T. *Modelo simplificado para a análise dinâmica de estruturas mistas de pontes*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1999.

FISHER, J.W. et al., *Hoan Bridge Forensic Investigation Failure Analysis Final Report*, Wisconsin Department of Transportation (WDT) and The Federal Highway Administration (FHWA), 2001, p. 103.

FU, K.C.; LU, F. *Nonlinear Finite-Element Analysis for Highway Bridge Superstructures*, Journal of Bridge Engineering, ASCE, 8(3), 173-179, 2003.

GILANI, A.; WHITTAKER, A. *Fatigue-Life Evaluation of Steel Post Structures. I: Background and Analysis*. Journal of Structural Engineering - ASCE, Vol. 126, No.3, 2000, p. 322-330.

GRECO, A.; SANTINI, A. *Dynamic response of a flexural non-classically damped continuous beam under moving loadings*. Computers and Structures, Vol. 80, 2002, pp.1945-1953.

GREEN, M.F., CEBON D., 1994, *Dynamic Response of Highway Bridges to Heavy Vehicle Loads: Theory and Experimental Validation*, Journal of Sound and Vibration, Vol. 170, p. 51-78.

GUO, T.; LI, A. Q.; LI, J. H. *Fatigue life prediction of welded joints in orthotropic steel decks considering temperature effect and increasing traffic flow*. Structural Health Monitoring. v.7(3), p.189-202, 2008

HAJJAR J. F.; KRZMARZICK D.; PALLARÉS L. *Measured behavior of a curved composite I-girder bridge*. Journal of Constructional Steel Research, v.66, p.351-368, 2010.

HENCHI, K., FAFARD, M., DHATT, G.; TALBOT, M. *Dynamic Behaviour of Multi-Span Beams Under Moving Loads*. 1997. J. of Sound and Vibration, 199(1), 33-50, 1997.

HUANG, D., 2000, *Influence of Heavy Trucks on Highway Bridges*, Final Report BC-379 - Florida Department of Transportation, EUA.

HUANG, D.; WANG, T. L.; SHAHAWY, M. *Impact Studies of Multigirder Concrete Bridges*. 1993. ASCE, J. Struc. Engr., Vol. 119, nº 8, pp.2387-2402, 1993.

HAUNG, D.; WANG, T. L.; SHAHAWY, M. *Impact Analysis of Continuous Multigirder Bridges due to Moving Vehicles*. 1992. ASCE, J. Struc. Engr., Vol. 118, nº 12, pp.3427-3443, 1992.

IRVINE, T. G.; *Rainflow Cycle Counting in Fatigue Analysis*. 2011. Disponível em: <www.vibrationdata.com>.

KISS, K.; SZÉKELY, E.; DUNAI L. *Fatigue analysis of orthotropic highway Bridge*. 2nd International Symposium in Civil Engineering, Budapest, 1998.

KUEHN, B. et al. *Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*. The Publications Office of the European Union: Luxembourg, 2008.

KLISNKY, G. E. R. G. *Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas*. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 1999.

LAW, S. S.; ZHU, X. Q. *Dynamic behavior of damaged concrete bridge structures under moving vehicular loads*. 2004. *Engineering Structures* 26, 2004, pp.1279-1293.

LAW, S. S.; ZHU, X. Q. *Bridge dynamic responses due to road surface roughness and braking of vehicle*. *Journal of sound and vibration*, 2005, pp. 805-830.

LEE, K.C., ABBAS, H.H., RAMEY, G.E. *Review of Current AASHTO Fatigue Design Specifications for Stud Shear Connectors*. *Journal of Structural Engineering - ASCE*, 2010.

LEITÃO F. N. *Verificação à Fadiga de Pontes Rodoviárias Mistas (Aço-Concreto)*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.

LEITÃO, F. N. *Modelagem do comportamento dinâmico e verificação à fadiga de pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto)*, 2014. PUC-Rio. Tese de doutorado, 2014.

LI, Z. X.; CHAN, T. H. T.; KO, J. M. *Determination of effective stress range and its application on fatigue stress assessment of existing bridges*. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 39, 2002, p. 2401-2417.

LIPPI, I.; *Desastres de Engenharia Estrutural*, Ivan Lippi Engenheiros Associados, São Paulo, 2014.

LIU, C., HUANG, D.; WANG, T. *Analytical dynamic impact study based on correlated road roughness*. 2002. Computers and Structures, 80, 1639-1650, 2002.

MALCHER, L. *Um Modelo para Determinação da Resistência à Fadiga Multiaxial para Carregamentos de Flexão e Torção Combinados, fora de Fase com Amplitude Constante com base no Critério do Invariante do Tensor*. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

MARTINS, M. P. *Análise dinâmica e verificação à fadiga de obras de arte rodoviárias de concreto armado*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

MATLAB® - The Language of Technical Computing, Release 7.0, 2007.

MELO, E. S. *Interação dinâmica veículo-estrutura em pequenas pontes rodoviárias*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.

MINER, M. A. *Cumulative Damage in Fatigue*. Journal of Applied Mechanics Transactions - ASME, Vol. 12, No. 3, 1945, p. A159-A164.

MURRAY, T. M.; Allen, D. E.; Ungar, E. E.. *Floor vibration due to human activity*, Steel Design Guide Series, AISC, Chicago, USA, 2003.

NASSIF, H. H.; LIU, M. *Analytical modeling of bridge-road-vehicle dynamic interaction system*. Journal of Vibration and Control, 10, 2004, 215-241.

NBR 7187, *Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido, Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003.

NBR 7188, *Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1984.

NBR 7188. *Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias e Passarelas de Pedestre*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2013.

NBR 8800. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2008.

NIELSEN, J. A.; AGERSKOV, H.; VEJRUM, T. *Fatigue in Steel Highway Bridges under Random Loading*. Report Series R N^o. 15, Department of Engineering, Technical University of Denmark, 1997.

NISHIKAWA, K.; MURAKOSHI, J.; MATSUKI, T. *Study on the fatigue of steel highway bridges in Japan*. Construction and Building Materials, Vol. 12, No. 2 -3, 1998, p. 133-141.

NORTON, R. L. *Machine design*. New Jersey: Prentice-Hall, 1998, 1048p.

NOWAK, A. S. *Load Model for Bridge Design Code*. 1994. Can. J. Civ. Eng., Vol. 21, pp. 36-49, 1994.

PALMGREN. A. *Die Lebensdauer von Kugellagern*. Zeitschrift de Vereines. Deutsches Ingeniure, Vol. 68, No. 14, 1924.

PETERSEN, R. I. ET AL. *Fatigue Life of High-Strength Steel Plates Under Stochastic Loading*. Report No. 320, Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark, Denmark, 1995.

PFEIL, W.; PFEIL, M. *Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de acordo com a NBR 8800:2008*. 8 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PINHO, F. O.; BELLEY, I. H. *Pontes e Viadutos em Vigas Mistas*. Série Manual Construção em Aço. Centro Brasileiro da Construção em Aço. CBCA. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007, 138p.

PRAVIA, Z. M. C. DE. *Estabilidade de Estruturas de Pontes Metálicas com Fraturas*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.

ROSSIGALI, C. E. *Estudos Probabilísticos para Modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

ROSSIGALI, C. E. *Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vãos no Brasil*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.

SAE. *Fatigue Design Handbook*. 3.ed. Warrendale. 1997, 470p.

SANTOS, E. F. DOS. *Análise e Redução de Vibrações em Pontes Rodoviárias*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.

SAVIN, E. *Dynamic Amplification factor and response spectrum for the evaluation of vibrations of beams under successive moving loads*. 2001. Journal of Sound and Vibration 248(2), 267-288, 2001.

SCHIJVE, J.. *Fatigue of Structures and Materials*, Second Edition. Springer Verlag, New York, 2009.

SCHILLING, C.G.. *Lateral-Distribution Factors for Fatigue Design*, 1982. Journal of the Structural Division, ASCE, 108(ST9), 2015-2033, 1982.

SILVA, I. A. R. *Modelagem do comportamento dinâmico e análise de fadiga de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto)*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

SILVA, J. G. S. *Análise Dinâmica Não-Determinística de Tabuleiros de Pontes Rodoviárias com Irregularidades Superficiais*. 1996. PUC-Rio. Tese de Doutorado, RJ, 1996.

SILVA, J. G. S. *Comportamento dinâmico de pontes rodoviárias à travessia de veículos sobre a superfície irregular do pavimento*. 2002. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño em Ingeniería, Vol.18, nº4, pp. 521-540, Espanha, 2002.

SKYSCRAPERCITY, 2015. *Acesso ao Viaduto do Gasômetro*. Disponível em: <<http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=751306&page=1287>>. Acesso em: 28 jan. 2015.

STEPHENS, R.I.; FATEMI, A.; STEPHENS, R.R.; FUCHS, H.O. *Metal Fatigue in Engineering*, Second Edition. USA: John Wiley & Sons, Inc., 2001.

SURESH, S., *Fatigue of Materials*, Cambridge: Cambridge University Press, United Kingdom, 1998.

TOLEDO, R. L. S., *Avaliação de vida útil à fadiga em ponte mista aço-concreto considerando o espectro de veículos reais*. Projeto de graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.

VASUDEVAN, A. K.; SADANANDA, K.; GLINKA, G. *Critical parameters for fatigue damage*, International Journal of Fatigue, Vol. 23, 2001, p. s39-s53.

WANG, T. L.; HUANG, D. *Cable-Stayed Bridge Vibration due to Road Surface Roughness*. 1992. ASCE, J. Struc. Engr., Vol. 118, nº 5, pp.1354-1374, 1992.

WANG, T. L.; HUANG, D.; SHAHAWY, M. *Dynamic Behavior of Slant-Legged Rigid Frame Highway Bridge*. 1994. ASCE, J. Struc. Engr., Vol. 120, nº 3, pp.885-902, 1994.

WANG, T. L.; HUANG, D.; SHAHAWY, M. *Dynamic Response of Multigirder Bridges*. 1992. ASCE, J. Struc. Engr., Vol. 118, pp.2222-2238, 1992.

WHÖHLER, A., 1858, *Berich über die Versuche, welche auf der Könige Niederschlesisch*, Zeitschrift für Bauwesen, Vol. 7, p. 641-652.

WHISENHUNT, T. W.. *Measurement and Finite Element Modeling of the Non-Composite Deflections of Steel Plate Girder Bridges*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado da Carolina do Norte, Raleigh, NC, Estados Unidos, 2004.

ZHANG, W.; CAI, C. S.; PAN, F. *Finite element modeling of bridges with equivalent orthotropic material method for multi-scale dynamic loads*. Engineering Structures, v.54, p.82-93, 2013.

ZHANG, Q. L.; VROUWENVELDER, A.; WANDNIER, J. *Dynamic amplification factors and EUDL of bridges under random traffic flows*. Engineering Structures, Vol.23, 2001, pp. 663-672.