



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

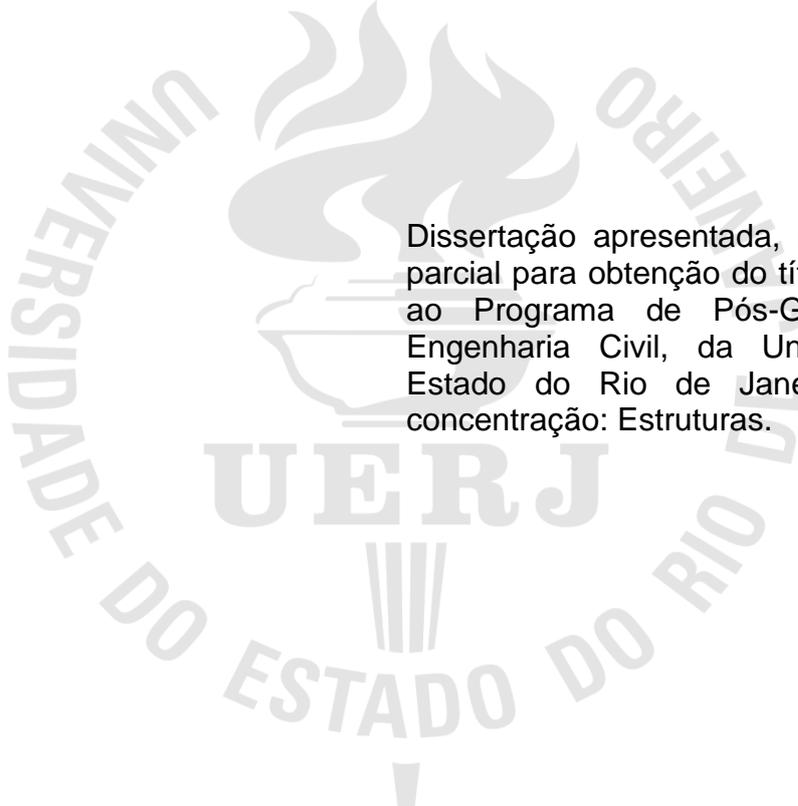
Ana Célia Soares da Silva

**Estudo do comportamento dinâmico de pontes rodoviárias
mediante avaliação da deterioração progressiva do pavimento**

Rio de Janeiro
2020

Ana Célia Soares da Silva

**Estudo do comportamento dinâmico de pontes rodoviárias mediante avaliação
da deterioração progressiva do pavimento**



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

2020

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

S586 Silva, Ana Célia Soares da.
Estudo do comportamento dinâmico de pontes rodoviárias
mediante avaliação da deterioração progressiva do pavimento /
Ana Célia Soares da Silva. – 2020.
135f.

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

1. Engenharia civil - Teses. 2. Pontes - Teses. 3. Pavimentos
- Defeitos - Teses. 4. Análise estrutural (Engenharia) - Teses. I.
Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do
Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 625.745.12:693.7

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

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

Ana Célia Soares da Silva

Assinatura

30/11/2020

Data

Ana Célia Soares da Silva

Estudo do comportamento dinâmico de pontes rodoviárias mediante avaliação da deterioração progressiva do pavimento

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

Aprovada em: 30 de novembro de 2020.

Banca Examinadora:



Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, DSc. (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ



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



Prof. Dr. João Batista Marques de Sousa Junior, DSc.
Universidade Federal do Ceará

Rio de Janeiro

2020

DEDICATÓRIA

A Deus e à minha família

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela dádiva da vida, consolo, abrigo e ajuda nas adversidades. Durante o processo tanto da graduação quanto do mestrado, se não fosse o refúgio e a paz que Nele encontro, eu não suportaria. Por intermédio Dele pude vivenciar nesses anos de estudo infinitamente mais do que pedi ou imaginei.

À minha mãe e incentivadora, Laurineide de França Soares, pelo intenso amor, carinho, atenção e por sempre acreditar em mim e no meu potencial. Sei que muitas lutas você enfrentou em prol de nossa família, e sou extremamente grata pelas inúmeras vezes que você abdicou de fazer algo em seu benefício buscando o meu. Sei que nunca conseguirei retribuir tudo o que você já fez e ainda faz por mim.

À minha avó, Inês de França Soares, por todo o cuidado que me dedicou desde que nasci. Obrigada por cada palavra de incentivo e até mesmo por muitas vezes não entender o porquê passo tanto tempo estudando, posso dizer que a senhora é umas das razões.

Ao meu irmão, Célio Pereira da Silva Júnior, por todo apoio e estímulo que sempre me deu. Agradeço, pois seu cuidado comigo demonstra seu amor.

Ao meu orientador, Professor José Guilherme, por todos os conhecimentos passados desde quando ingressei na Iniciação Científica. Seu exemplo de organização, sua dedicação e sua experiência de vida acadêmica me inspiram.

Deus é poderoso para fazer infinitamente mais do que tudo
quanto pedimos ou pensamos, mediante seu poder que
atua em nós.

Efésios 3

RESUMO

Silva, Ana Célia Soares da. *Estudo do comportamento dinâmico de pontes rodoviárias mediante avaliação da deterioração progressiva do pavimento*. 2020. 135f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

As pontes rodoviárias geralmente são sujeitas a ações dinâmicas aleatórias, de magnitude variável, devido ao tráfego dos comboios de veículos ao longo de sua vida útil. Essas ações dinâmicas podem gerar a nucleação de fraturas ou mesmo sua propagação sobre a estrutura da obra de arte. Por outro lado, a condição deteriorada da superfície da estrada do pavimento asfáltico, ao longo do tempo, representa uma questão fundamental para o aumento significativo dos valores de deslocamentos e tensões das pontes rodoviárias. Assim sendo, este trabalho de pesquisa tem como objetivo desenvolver uma metodologia de análise para avaliação da resposta estrutural dinâmica de obras de arte rodoviárias (deslocamentos e tensões), considerando-se para tal as ações dinâmicas decorrentes de comboios de veículos trafegando sobre o pavimento irregular, além da inclusão do efeito da deterioração progressiva da superfície da pista ao longo do tempo. Deste modo, o modelo estrutural investigado corresponde a uma ponte rodoviária mista (aço-concreto) típica, com eixo reto e vão de 40 m. O sistema estrutural é constituído por quatro vigas mistas e uma laje de concreto com 0,225 m de espessura. Nesta investigação, o modelo numérico desenvolvido para a análise estrutural dinâmica da ponte foi desenvolvido com base no emprego do programa ANSYS, por meio do uso de técnicas usuais de discretização, via emprego do Método dos Elementos Finitos. As conclusões deste trabalho de pesquisa indicam que a resposta estrutural dinâmica da ponte analisada, em termos dos valores dos deslocamentos e tensões, e considerando-se o pavimento da pista deteriorado, sofreu ampliações importantes, da ordem de 3 a 8 vezes mais elevadas, quando comparadas a situação do pavimento sem deterioração. Tal fato significa que o efeito da deterioração progressiva do pavimento da pista, ao longo do tempo, é relevante e precisa ser considerado na análise dinâmica e projeto de sistemas estruturais pontes rodoviárias.

Palavras-chave: Pontes rodoviárias; Comboios de veículos; Análise estrutural dinâmica; Efeito da deterioração do pavimento; Modelagem em elementos finitos.

ABSTRACT

Silva, Ana Célia Soares da. *Study of the dynamic behavior of road bridges evaluating the progressive deterioration of the pavement*. 2020. 135f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

Highway bridges are usually subjected to random dynamic actions of variable magnitude due to vehicles convoys crossing on the bridge pavement deck along their service life. These dynamic actions can generate the nucleation of fractures or even their propagation on the bridge deck structure. On the other hand, the deteriorated road surface condition of the asphalt pavement represents a key issue to the significant increase of the displacements and stresses values on the highway bridge decks. Therefore, this research work aims to develop an analysis methodology to evaluate the dynamic structural response of a steel-concrete composite highway bridge (displacements and stresses), including the dynamic actions due to vehicles convoys traveling on the irregular pavement and the effect of the road progressive deterioration over time. This way, the structural model investigated in the present study corresponds to a typical steel-concrete composite highway bridge deck, with straight axis and spanning of 40.0 m. The structural system is constituted by four composite girders and a 0.225 m thick concrete slab. In this investigation, the numerical model developed for the dynamic analysis of the steel-concrete composite bridge adopted the usual mesh refinement techniques present in Finite Element Method (FEM) simulations implemented in the ANSYS program. The conclusions of this research work indicate that the dynamic structural response of the analyzed bridge, in terms of the values of displacements and stresses, and considering the deteriorated road pavement, underwent important amplifications, in the order of 3 to 8 times higher, when compared to the situation without deterioration. This fact means that the effect of the progressive deterioration of the road pavement, over time, is relevant and needs to be considered in the dynamic analysis and design of structural road bridge systems.

Keywords: Highway bridges; Vehicles convoys; Dynamic Structural Analysis; Effect of the road deterioration; Finite element modelling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pontes com veículos trafegando (Fonte: www.revistaadnormas.com.br)	.20
Figura 2 - Ponte 25 de Julho: São Leopoldo, RS (Fonte: www.ipatrimonio.org)21
Figura 3 - Montagem da estrutura metálica de ponte mista (AASHTO, 2011)22
Figura 4 - Concepção estrutural de ponte mista típica (SCHMITZ, 2019)22
Figura 5 - Ponte estaiada (WILLIAMS, 2018)23
Figura 6 - Representação de defeitos nos pavimentos (DNIT/TER-005, 2003)39
Figura 7 - Irregularidades do pavimento da ponte Senador Fábio de Lucena: Manaus, AM (SILVA; SOUZA, 2018)40
Figura 8 - Juntas de dilatação com desgaste na ponte Senador Fábio de Lucena: Manaus, AM (SILVA; SOUZA, 2018)40
Figura 9 - Faixas de variação do IRI (adaptado de SAYERS; KARAMIHAS, 1998)	..41
Figura 10 - Vista Isométrica da ponte investigada45
Figura 11 - Seção transversal no apoio: cotas em milímetros (ALENCAR, 2015)46
Figura 12 - Vista superior da ponte: cotas em milímetros (ALENCAR, 2015)46
Figura 13 - Perfis metálicos das longarinas (cotas em milímetros)47
Figura 14 - Cantoneiras metálicas do diafragma (cotas em milímetros)47
Figura 15 - Seções de diafragmas cruzados e ilustração dos enrijecedores48
Figura 16 - Representação dos conectores de cisalhamento (cotas em milímetros)	49
Figura 17 - Classificação dos veículos adotada pelo DNIT (DNIT/IPR-720, 2006)	...51
Figura 18 - Dimensões médias de veículos frequentes (ROSSIGALI, 2006)52
Figura 19 - Distribuição de frequência de classes de veículos (ROSSIGALI, 2006)	.52
Figura 20 - Dimensões médias veículo 2C53
Figura 21 - Modelo de veículo com 4 graus de liberdade (ALENCAR, 2015)54
Figura 22 - Modelo em elementos finitos com indicação dos elementos utilizados	...57
Figura 23 - Modelo em elementos finitos: perspectiva (ANSYS, 2010)57
Figura 24 - Modelo em elementos finitos: vista frontal (ANSYS, 2010)58
Figura 25 - Modelo em elementos finitos: vista superior (ANSYS, 2010)58
Figura 26 - Elemento sólido: SOLID45 (ANSYS, 2010)59
Figura 27 - Elemento de casca: SHELL63 (ANSYS, 2010)59
Figura 28 - Elemento de viga: BEAM44 (ANSYS, 2010)60
Figura 29 - Elemento de mola linear: COMBIN14 (ANSYS, 2010)60

Figura 30 - Amostra de irregularidade: $\alpha = 0\%$ [sem deterioração ($t = 0$)]	68
Figura 31 - Amostra de irregularidade: $\alpha = 0\%$ ($t = 5$ anos)	68
Figura 32 - Amostra de irregularidade: $\alpha = 0\%$ ($t = 10$ anos)	68
Figura 33 - Amostra de irregularidade: $\alpha = 0\%$ ($t = 15$ anos)	68
Figura 34 - Fluxograma do modelo de deterioração progressiva do pavimento	69
Figura 35 - Identificação da faixa de passagem da roda do veículo.....	70
Figura 36 - Representação genérica da passagem do comboio sobre a estrutura ...	71
Figura 37 - Disposição das cargas estáticas: planta (NBR 7188, 2013)	74
Figura 38 - Disposição das cargas estáticas: cortes (NBR 7188, 2013)	74
Figura 39 - Veículo-tipo TB-450: cotas em metros (NBR 7188, 2013)	75
Figura 40 - Seção transversal: veículo-tipo sobre a ponte (cotas em milímetros)	76
Figura 41 - Deformada para carregamento permanente (ANSYS, 2010).....	79
Figura 42 - Deformada para carregamento móvel sem impacto (ANSYS, 2010)	79
Figura 43 - Deformada para carregamento móvel com impacto (ANSYS, 2010)	80
Figura 44 - Distribuição de tensão: carga permanente (ANSYS, 2010)	81
Figura 45 - Distribuição de tensão: carga móvel sem impacto (ANSYS, 2010).....	81
Figura 46 - Distribuição de tensão: carga móvel com impacto (ANSYS, 2010).....	81
Figura 47 - 1º Modo (flexão longitudinal): $f_{01} = 2,98$ Hz (ANSYS, 2010)	85
Figura 48 - 2º Modo (torção axial): $f_{02} = 3,67$ Hz (ANSYS, 2010).....	86
Figura 49 - 3º Modo (flexão lateral das vigas): $f_{03} = 6,28$ Hz (ANSYS, 2010)	87
Figura 50 - 4º Modo (flexão longitudinal): $f_{04} = 9,67$ Hz (ANSYS, 2010)	88
Figura 51 - 5º Modo (flexão transversal e torção): $f_{05} = 10,85$ Hz (ANSYS, 2010)	89
Figura 52 - 6º Modo (flexão lateral das vigas): $f_{06} = 11,83$ Hz (ANSYS, 2010)	90
Figura 53 - Espaçamento entre os veículos do comboio.....	92
Figura 54 - Posição do comboio na faixa central (Situação 1)	93
Figura 55 - Posição do comboio em uma faixa lateral (Situação 2)	93
Figura 56 - Posição do comboio nas duas faixas laterais (Situação 3)	93
Figura 57 - Deterioração do coeficiente de rugosidade para período de 15 anos.....	94
Figura 58 - Espectros de deslocamento máximo: comboio na faixa central.....	97
Figura 59 - Espectros de deslocamento máximo: comboio em uma faixa lateral.....	98
Figura 60 - Espectros de deslocamento máximo: comboios nas faixas laterais	99
Figura 61 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 20$ km/h)	102
Figura 62 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 30$ km/h)	103

Figura 63 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 40$ km/h)	104
Figura 64 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 50$ km/h)	105
Figura 65 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 60$ km/h)	106
Figura 66 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 70$ km/h)	107
Figura 67 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 80$ km/h)	108
Figura 68 - Efeito da deterioração progressiva: faixa lateral ($v = 40$ km/h)	110
Figura 69 - Efeito da deterioração progressiva: faixa lateral ($v = 70$ km/h)	111
Figura 70 - Deslocamento nó central e tensões em V1 e V2: faixa central [$v = 70$ km/h ($t = 0$)]	114
Figura 71 - Deslocamentos no nó central: faixa central [$\alpha = 70$ km/h ($\alpha = 0\%$)].....	115
Figura 72 - Deslocamentos no nó central: faixa central [$\alpha = 70$ km/h ($\alpha = 3\%$)].....	116
Figura 73 - Deslocamentos no nó central: faixa central [$\alpha = 70$ km/h ($\alpha = 5\%$)].....	117
Figura 74 - Tensões nas vigas V1 e V2: faixa central [$\alpha = 70$ km/h ($\alpha = 0\%$)]	118
Figura 75 - Tensões nas vigas V1 e V2: faixa central [$\alpha = 70$ km/h ($\alpha = 3\%$)]	119
Figura 76 - Tensões nas vigas V1 e V2: faixa central [$\alpha = 70$ km/h ($\alpha = 5\%$)]	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Faixas de classificação com base no IRI (adaptada de FARIAS; SOUZA, 2002)	42
Tabela 2 - Classificação da rugosidade com base no RRC (ISO 8608, 1995)	43
Tabela 3 - Propriedades geométricas da ponte (unidades em metros)	47
Tabela 4 - Propriedades geométricas dos enrijecedores	48
Tabela 5 - Propriedades físicas dos materiais (aço e concreto)	48
Tabela 6 - Características dinâmicas do modelo bidimensional simplificado do veículo de carga da classe 2C (ALENCAR, 2015)	55
Tabela 7 - Parâmetros α e β usados na análise dinâmica	63
Tabela 8 - Classificação das irregularidades do pavimento: coeficiente de amplitude em cm^3 , $\Phi(\omega_0)$ de acordo com Eurocode 1 (2003)	65
Tabela 9 - Características dos veículos-tipo previstos pela NBR 7188 (2013)	75
Tabela 10 - Deslocamentos translacionais verticais máximos	78
Tabela 11 - Deslocamentos translacionais verticais nos pontos de interesse	80
Tabela 12 - Tensões atuantes no ponto de interesse	80
Tabela 13 - Panorama geral da análise modal (ANSYS, 2010)	84
Tabela 14 - Frequência fundamental: comparação entre diferentes metodologias ...	84
Tabela 15 - Classificação da deterioração progressiva do pavimento	94
Tabela 16 - Valores de IRI e RRC ao longo do tempo para período de 15 anos	95
Tabela 17 - Deslocamento máximo: comboio na faixa central (Situação 1)	97
Tabela 18 - Deslocamento máximo: comboio em uma faixa lateral (Situação 2)	98
Tabela 19 - Deslocamento máximo: comboio nas faixas laterais (Situação 3)	99
Tabela 20 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 20 \text{ km/h}$)	102
Tabela 21 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 30 \text{ km/h}$)	103
Tabela 22 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 40 \text{ km/h}$)	104
Tabela 23 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 50 \text{ km/h}$)	105
Tabela 24 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 60 \text{ km/h}$)	106
Tabela 25 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 70 \text{ km/h}$)	107
Tabela 26 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 80 \text{ km/h}$)	108
Tabela 27 - Efeito da deterioração progressiva: faixa lateral ($v = 40 \text{ km/h}$)	109

Tabela 28 - Efeito da deterioração progressiva: faixa lateral ($v = 70$ km/h)	110
Tabela 29 - Efeito da deterioração progressiva após 15 anos: faixa central	112
Tabela 30 - Efeito da deterioração progressiva após 15 anos: faixa lateral	113

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems
CIA	Coeficiente de Impacto Adicional
CIV	Coeficiente de Impacto Vertical
CNF	Coeficiente de Número de Faixas
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ESAL	Carga de eixo padrão equivalente
Eurocode	European Standard
IRI	Índice de rugosidade
MEF	Método dos elementos finitos
NBR	Norma Brasileira
QFV	Quadro de Fabricantes de Veículos
RRC	Coeficiente de rugosidade
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

C, c	Amortecimento
(CESAL) _t	ESAL em milhões
cm	Centímetro
cm ³	Centímetro ao cubo
C _{vs i}	Coefficiente de amortecimento da suspensão do eixo i do veículo
d _{máx}	Deslocamento máximo
E _{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
E _s	Módulo de elasticidade do aço
f	Frequência
f _{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f _d	Percentual de utilização do tráfego na faixa
F _{Ei}	Fator de equivalência de carga
f _u	Resistência última do aço
f _y	Resistência característica do aço
Hz	Hertz
IRI ₀	Valor inicial de IRI
IRI _t	Valor de IRI no tempo t
K, k	Rigidez
Kg	Quilograma
km/h	Quilometro por hora
kN	Quilonewton
kN/m ²	Quilonewton por metro ao quadrado
kN/m ³	Quilonewton por metro ao cubo

$k_{vp\ i}$	Coeficiente de rigidez dos pneus do eixo i do veículo
$k_{vs\ i}$	Coeficiente de rigidez da suspensão do eixo i do veículo
L	Vão teórico
L_{iv}	Vão teórico para cálculo do coeficiente de impacto vertical
M, m	Massa
m_s	Massa suspensa do veículo
m	Metro
m^2	Metro quadrado
mm	Milímetro
N	Newton
N/m	Newton por metro
N_{obs}	Número de veículos por ano
$n_{tr}(t)$	Estimativa de tráfego acumulado
n	Número de faixas de rolamento, excluindo passeios e acostamentos
rad	Radiano
rad/s	Radiano por segundo
s	Segundo
SNC	Parâmetro estrutural
T	Período
t	Tempo / Tempo de observação
t_1	Tempo total para a travessia de um comboio
$t_{máx}$	Tensão máxima
u	Deslocamento
u_e	Deslocamento estático

u_i	Deslocamento vertical da massa não-suspensa i do veículo
\dot{u}	Velocidade
\ddot{u}	Aceleração
v_{bi}	Amplitude real da parte harmônica
V_i	Viga i da estrutura
w	Ondulabilidade da pista
α	Aumento do tráfego anual em %
$\Delta\omega$	Intervalo de discretização
η	Coefficiente ambiental
θ	Ângulo de fase
θ_v	Deslocamento angular da massa suspensa do veículo
ν	Coefficiente de Poisson
ρ	Massa específica
v	Velocidade
$\Phi_{v_b v_b}(\omega_i)$	Densidade espectral das irregularidades
$\Phi(\omega_0)$	Coefficiente de amplitude
φ	Coefficiente de impacto
φ_i	Ângulo de fase do harmônico i determinada
ω	Frequência angular / Frequência angular imposta por agente externo
ω_i	Frequência do harmônico i

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	20
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
1.1 Introdução	27
1.2 Generalidades	27
2 DETERIORAÇÃO PROGRESSIVA DO PAVIMENTO	35
2.1 Introdução	35
2.2 Pavimento.....	35
2.2.1 Conceito de irregularidade longitudinal dos pavimentos	35
2.2.2 Origem da irregularidade longitudinal dos pavimentos.....	36
2.2.3 Aspectos influenciados pela irregularidade longitudinal	36
2.3 Definição do conceito de deterioração progressiva do pavimento	37
2.4 Definição dos principais coeficientes.....	40
2.4.1 Índice de rugosidade (IRI).....	40
2.4.2 Coeficiente de rugosidade (RRC).....	43
2.4.3 Carga de eixo padrão equivalente (ESAL).....	44
3 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO	45
3.1 Introdução	45
3.2 Modelo estrutural da ponte.....	45
3.3 Especificação dos conectores de cisalhamento	49
4 MODELO MATEMÁTICO DOS VEÍCULOS.....	50
4.1 Introdução	50
4.2 Propriedades dos veículos	50
4.2.1 Classes de veículos.....	50
4.2.2 Base reduzida de dados de veículos	52
4.3 Veículo de carga real.....	53

4.4	Modelagem matemática do veículo.....	54
4.4.1	Características dinâmicas do veículo de carga da classe 2C.....	54
5	MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL.....	56
5.1	Introdução	56
5.2	Modelo em elementos finitos da ponte.....	56
5.3	Modelagem do amortecimento estrutural.....	61
5.4	Modelo das irregularidades de pista.....	63
5.5	Modelo de deterioração progressiva do pavimento	65
5.6	Modelagem da ação dinâmica dos veículos.....	70
6	ANÁLISE ESTRUTURAL ESTÁTICA DA PONTE	73
6.1	Introdução	73
6.2	Carregamentos adotados.....	73
6.2.1	Cargas permanentes	73
6.2.2	Cargas móveis	74
6.3	Definição das cargas móveis para análise estática.....	74
6.4	Coeficientes de amplificação dinâmica (NBR 7188, 2013)	76
6.4.1	Coeficiente de impacto vertical	76
6.4.2	Coeficiente de número de faixas.....	76
6.4.3	Coeficiente de impacto adicional	77
6.4.4	Coeficientes de ponderação das cargas verticais (NBR 7188, 2013).....	78
6.5	Resultados da análise estática.....	78
7	ANÁLISE MODAL: AUTOVALORES E AUTOVETORES.....	83
7.1	Introdução	83
7.2	Formulação matemática.....	83
7.3	Análise das frequências naturais e modos de vibração	84
8	ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA ESTRUTURAL.....	92
8.1	Introdução	92

8.2	Estratégia de aplicação do carregamento dinâmico	92
8.3	Análise do comportamento da deterioração progressiva.....	94
8.4	Avaliação dos espectros de resposta de projeto	96
8.5	Estudo do comportamento geral: deterioração progressiva.....	100
8.6	Avaliação da resposta em termos de deslocamentos e de tensão	113
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS	122
9.1	Introdução	122
9.2	Conclusões	122
9.2.1	Análise estática.....	122
9.2.2	Análise modal	123
9.2.3	Análise dinâmica: avaliação dos espectros de resposta	124
9.2.4	Análise dinâmica: avaliação do efeito da deterioração progressiva.....	124
9.3	Sugestões para trabalho futuros.....	126
	REFERÊNCIAS.....	127

INTRODUÇÃO

As pontes rodoviárias são sujeitas a ações dinâmicas aleatórias de magnitude variável devido aos comboios de veículos que as atravessam ao longo de sua vida útil (Figura 1). Tais ações dinâmicas podem gerar a nucleação de fraturas ou mesmo a propagação dessas sobre o sistema estrutural. Nesse contexto, a condição deteriorada da superfície do pavimento asfáltico contribui significativamente para o aumento dos valores de deslocamentos e de tensões nos tabuleiros das obras de arte.



Figura 1 - Pontes com veículos trafegando (Fonte: www.revistaadnormas.com.br)

É necessário, inicialmente, evidenciar que as irregularidades do pavimento podem ser provenientes do processo construtivo, ou posterior a ele. No primeiro caso, resultam de imperfeições ocorridas durante a construção da estrutura, enquanto, no segundo, resultam da atuação do tráfego, pois com o passar do tempo, a contínua solicitação imposta altera as condições de sua superfície.

Em reconhecimento à grande relevância desse assunto, a comunidade científica iniciou um esforço contínuo, desde a década de 80, no estudo dos efeitos dinâmicos devido ao tráfego de veículos nas superestruturas de pontes em superfícies irregulares do pavimento.

Diversos pesquisadores (SILVA, 2004; ZHANG e CAI, 2012; ALENCAR, 2015) atestaram que os efeitos devidos à interação das rodas dos veículos com uma

superfície irregular do pavimento podem ser muito mais importantes do que os produzidos apenas pelo movimento suave dos veículos. Em alguns casos, níveis baixos de rugosidade da estrada podem levar a fatores de amplificação ainda mais altos do que os pressupostos pelos modelos de carga projetados, chegando a 90% dos efeitos estáticos das cargas móveis (SILVA, 2004).

O problema continua sendo substancial principalmente em regiões onde a manutenção da estrada não é eficaz, levando a uma deterioração prematura da superestrutura da ponte e de seu rolamento. Basta observar os tabuleiros das pontes rodoviárias do Brasil, que frequentemente apresentam situações de desgaste dos pavimentos e dos elementos estruturais, como a ponte 25 de Julho, localizada na cidade de São Leopoldo, no Rio Grande do Sul, ilustrada na Figura 2. Nesse cenário, constata-se que, em condições de tráfego normal, algumas pontes podem atingir um nível de vibração que compromete significativamente seu desempenho.



Figura 2 - Ponte 25 de Julho: São Leopoldo, RS (Fonte: www.ipatrimonio.org)

No que tange à concepção estrutural, existem diversos arranjos possíveis para superestruturas de pontes e viadutos: vigas de alma cheia, vigas em caixão, vigas mistas e suspensas por cabos, treliças, pórticos, arcos, dentre outros. Convém ressaltar que o presente estudo se concentra na modelagem numérica do comportamento dinâmico de uma ponte mista cujo sistema estrutural constitui-se de tabuleiro de concreto e longarinas metálicas com sistema de travamento transversal. A Figura 3 ilustra a montagem da estrutura metálica de uma ponte mista típica, e a Figura 4 ilustra uma ponte mista com tabuleiro de concreto e longarinas metálicas.



Figura 3 - Montagem da estrutura metálica de ponte mista (AASHTO, 2011)

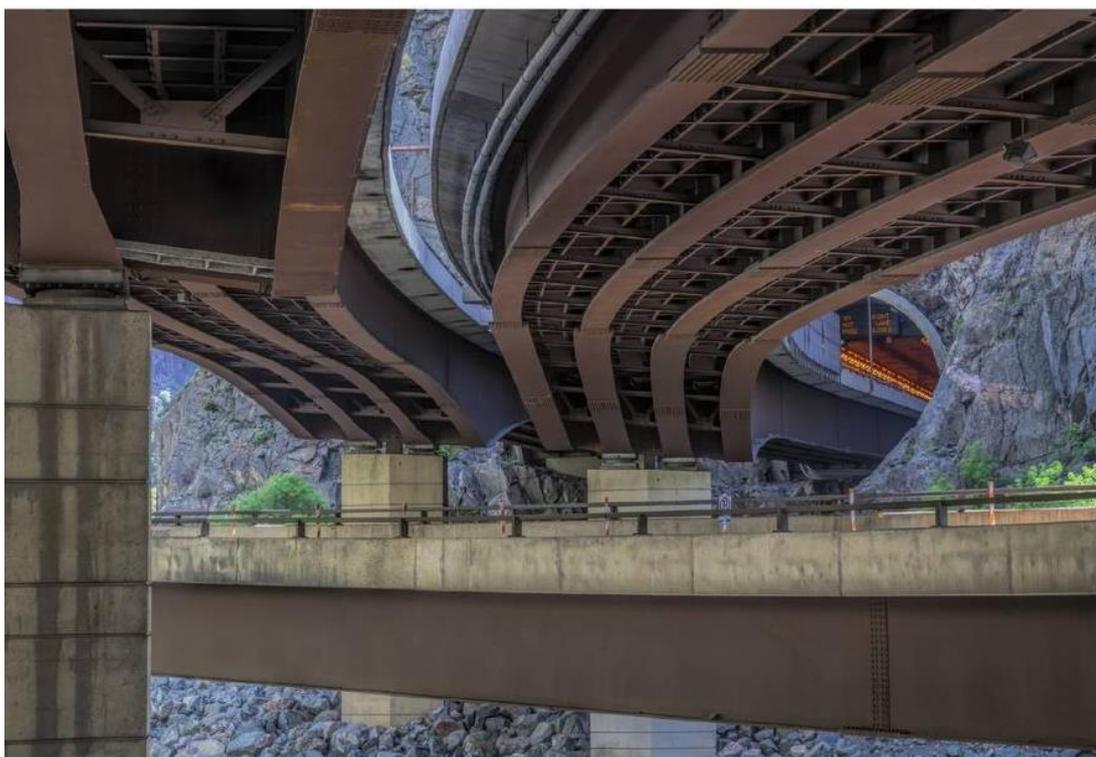


Figura 4 - Concepção estrutural de ponte mista típica (SCHMITZ, 2019)

De modo a obter valores de esforços e deslocamentos mais realistas é necessário o desenvolvimento de modelos matemáticos mais refinados que levem em consideração o efeito da interação dinâmica existente entre a ponte, os veículos que sobre ela trafegam e seu pavimento. Sendo assim, abordagens baseadas no uso de um nível único de rugosidade de estrada para todo o ciclo de vida da ponte podem levar a resultados irrealistas ou vidas conservadoras demais, independentemente de um nível de rugosidade excelente ou ruim ser adotado.

Acrescenta-se a isso o fato de que, atualmente, as pontes rodoviárias caminham para soluções cada vez mais arrojadas, tornando-se progressivamente mais leves e esbeltas (Figura 5). Por conseguinte, os engenheiros estruturais precisam ter cada vez mais conhecimentos teóricos associados à análise do comportamento dinâmico do sistema utilizado, a fim de conceberem um projeto estrutural seguro.



Figura 5 - Ponte estaiada (WILLIAMS, 2018)

Todavia, no Brasil, as consequências dos efeitos dinâmicos oriundos do tráfego dos comboios de veículos têm sido geralmente consideradas por meio de um coeficiente de impacto que é determinado exclusivamente com base no vão da estrutura, e é aplicado sobre as cargas estáticas de projeto. Essa simplificação

ignora fatores relevantes que influenciam no problema dinâmico, tais como a massa, o amortecimento e a rigidez dos veículos e da própria ponte, e não reflete adequadamente a realidade física do problema.

Portanto, para uma análise mais realista de pontes rodoviárias, é necessário considerar o caráter dinâmico envolvido na passagem do comboio de veículos. Assim, a interação veículo-ponte-pavimento poderá ser corretamente descrita. E para isso, não se deve adotar um nível único de rugosidade de estrada para todo o ciclo de vida da estrutura, a influência da degradação progressiva da rugosidade da superfície da estrada deve ser considerada.

De acordo com esses pontos, o presente trabalho propõe uma metodologia de análise para avaliar os efeitos dinâmicos em pontes rodoviárias mistas de aço-concreto, devido ao cruzamento de veículos nas superfícies irregulares do pavimento. O modelo probabilístico utilizado inclui não somente as ações dinâmicas dos comboios de veículos, mas também o efeito da deterioração progressiva da superfície do pavimento.

Motivação

A inspeção dos tabuleiros das pontes rodoviárias brasileiras evidencia, com frequência, situações de desgaste prematuro da pavimentação e dos elementos estruturais. Nessa perspectiva, em relação às pontes deterioradas existentes, a questão primordial a ser resolvida diz respeito à escolha da intervenção mais adequada a ser adotada: reformar ou reconstruir. Essa decisão possui avaliação complexa por acarretar implicações ambientais e econômicas significativas. No que tange às perspectivas qualitativa e quantitativa, tal decisão pode ser mais bem fundamentada com a investigação do comportamento dinâmico da obra de arte mediante o desenvolvimento de modelos numéricos refinados da estrutura.

Sendo assim, torna-se fundamental a avaliação do desempenho das estruturas de engenharia civil ao longo da sua vida útil de serviço, principalmente das obras de arte rodoviárias, por seu uso possuir dimensão social relevante. Dessa maneira, o estudo do comportamento estrutural dinâmico contribui tanto na validação

dos modelos e metodologias de dimensionamento dessas estruturas, quanto na prevenção de circunstâncias de risco que são acrescidas devido aos efeitos de deterioração dos materiais.

Objetivos

Este trabalho de pesquisa tem como objetivo a avaliação do comportamento dinâmico de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto), quando submetidas ao tráfego de veículos sobre o pavimento irregular ao longo do tempo. Nesse contexto, é considerado o efeito dinâmico oriundo da interação dos pneus dos veículos com as irregularidades da pista, as quais são definidas com base em modelo não determinístico. Cabe ressaltar que este estudo contempla também o efeito da deterioração progressiva do pavimento.

Dessa forma, a metodologia de análise empregada é respaldada pelo desenvolvimento de um modelo numérico tridimensional para avaliação da resposta dinâmica de tabuleiros de pontes e viadutos rodoviários mistos. Além disso, objetiva-se comparar as respostas de deslocamentos e de tensões 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 impacto do efeito das irregularidades e da deterioração do pavimento nos valores de deslocamento e tensão.

Estrutura da Dissertação

Na introdução, é feita uma abordagem prévia do tema em questão e sua relevância é ressaltada. Em seguida, são apresentadas as motivações e os objetivos do estudo.

No primeiro capítulo, é apresentada a revisão bibliográfica por meio da citação de diversos trabalhos, com seus respectivos autores, que contribuíram para

o desenvolvimento do conhecimento a respeito da análise dinâmica de pontes e viadutos.

No segundo capítulo, o conceito de irregularidade é definido, assim como suas origens e aspectos influenciados. Acrescenta-se também a abordagem acerca do conceito de deterioração progressiva do pavimento de acordo com aspecto de rugosidade de pista e de carregamento dos veículos. As definições dos principais coeficientes e as escalas adotadas na medição das irregularidades longitudinais são apresentadas.

O terceiro capítulo relata as características do modelo estrutural investigado nesta dissertação, com base em um projeto exemplo encontrado na bibliografia técnica de uma ponte rodoviária mista (aço-concreto).

O quarto capítulo descreve propriedades e nomenclaturas dos veículos, com enfoque na indicação das classes de maior frequência no Brasil. Além disso, expõe as propriedades dimensionais e as características dinâmicas do modelo de veículo de carga real adotado, assim como sua modelagem matemática.

No quinto capítulo, o modelo número-computacional utilizado é retratado. Quanto à modelagem em elementos finitos, são apresentados não só os tipos de elementos finitos adotados, mas também a modelagem do amortecimento estrutural. No que diz respeito ao pavimento, o modelo das irregularidades de pista e o de deterioração progressiva do pavimento são descritos. Por fim, a modelagem da ação dinâmica dos veículos é elucidada.

No sexto capítulo, é realizada a análise estática da ponte investigada utilizando duas metodologias de análise: com e sem a consideração do fator de amplificação das cargas móveis. Os deslocamentos e as tensões obtidas são apresentados.

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

O oitavo capítulo dedica-se à análise dinâmica do modelo numérico-computacional da ponte metálica, descrevendo os comboios utilizados, o comportamento geral da deterioração progressiva e os resultados dos deslocamentos e das tensões no domínio do tempo e da frequência.

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

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Introdução

Este capítulo apresenta a revisão bibliográfica do tema em questão citando diversos trabalhos de pesquisa, e seus respectivos autores, que trataram de assuntos relacionados ao investigado nesta dissertação. É relatada não só a evolução na abordagem do modelo matemático dos veículos ao longo dos anos, mas também o avanço e desenvolvimento na consideração da interação veículo-ponte e no estudo da influência das irregularidades de pista.

1.2 Generalidades

Em decorrência do surgimento de veículos cada vez mais velozes e pesados, a ocorrência de fenômenos de vibrações em obras de arte, induzidos pelo tráfego de veículos, começou a ser observada. Destaca-se a primeira abordagem introduzida por Willis (1849) que deduz uma equação de movimento baseado em um modelo constituído por uma viga simplesmente apoiada, flexível e de massa desprezível com uma massa deslocando-se sobre ela com velocidade constante. No mesmo ano, Stokes (1849), empregando uma técnica de expansão em séries obtém a solução exata dessa equação de movimento.

Krylov (1905) avalia o problema equivalente a uma força constante deslocando-se sobre a estrutura considerando uma carga com massa desprezível em comparação com a viga.

Inglis (1934) propõe soluções aproximadas obtidas numericamente reduzindo o problema a apenas 1 Grau de Liberdade admitindo a hipótese de que a resposta dinâmica de uma viga bi-apoiada possui sempre a forma do seu primeiro modo de vibração.

Com o desenvolvimento das ferramentas computacionais, na segunda metade dos anos 50, e principalmente com a utilização do Método de Elementos Finitos, a partir da década de 70, a análise de vibrações em pontes começou a ser feita com hipóteses mais sofisticadas.

Huang e Veletsos (1970) simulam o veículo como um corpo rígido suspenso por um sistema de mola e amortecedor. Tal modelo de veículo é também empregado por Bruch (1973) para a análise do comportamento dinâmico de placas retangulares com carga móveis, por Gupta e Trail-Nash (1980) para investigar os efeitos provocados pela ação conjunta da frenagem e oscilação inicial do veículo e por Carneiro (1986) para análise de vigas com diversas condições de apoio, usando matrizes de rigidez e amortecimento variáveis com a posição do veículo.

Inbanathan e Wieland (1987) estudam a resposta dinâmica de pontes simplesmente apoiadas submetidas à ação de veículos trafegando sobre superfícies irregulares. Admitem a viga com massas concentradas e o veículo é modelado como uma força concentrada ou, ainda, como uma massa movendo-se com velocidade constante sobre a estrutura. O caráter não-determinístico da força dinâmica existente entre a roda do veículo e a irregularidade do pavimento também é considerado. E, por fim, é feito um tratamento estatístico na resposta obtida.

Ramalho (1988) desenvolve um estudo no qual analisa as variações impostas pela cinemática do veículo, das condições iniciais e das cargas pulsativas. Avalia também os efeitos das irregularidades ao longo da pista e das lajes de transição, e ainda procede a uma investigação de aspectos relacionados às linhas de influência dinâmica. Adota o método de análise desenvolvido por Carneiro (1986), incorporando a força de interação veículo-estrutura às equações de movimento do sistema veículo-viga.

Ferreira (1991), a partir de um estudo mais elaborado sobre o comportamento real de viaturas usuais e de uma reavaliação do modelo do veículo utilizado por Carneiro (1986) e Ramalho (1988), propôs um modelo de veículo com base em um sistema de massas, molas e amortecedores, constituído de duas massas e representado por um único eixo. Nesse modelo são considerados apenas os movimentos verticais das massas, desprezando-se as rotações no plano. É desenvolvida também uma análise paramétrica sobre os efeitos causados pela ação das cargas móveis nos tabuleiros das pontes rodoviárias, devido à mobilidade dos

veículos e ao impacto dos mesmos sobre irregularidades na superfície da pista, objetivando verificar a adequação do coeficiente de impacto recomendado pela NBR 7187 (1987).

Chompooming e Yener (1993) consideram os efeitos dinâmicos causados pela variação de velocidade do veículo e pelo salto do veículo devido às irregularidades da pista para analisar o problema da interação veículo-ponte. E apresentam exemplos numéricos que ilustram a influência das irregularidades da pista e da desaceleração do veículo na resposta dinâmica de estruturas de pontes.

Nowak (1994) desenvolve um modelo baseado em uma simulação analítica do comportamento real da ponte. Os resultados revelam que o vão não é o único fator que influencia nas cargas dinâmicas, mas que a rugosidade da superfície rodoviária e as características dinâmicas do veículo também são fatores preponderantes.

Chang e Lee (1994) avaliam o comportamento de pontes de vão único e simplesmente apoiados empregando modelo simplificado de veículo com 2 GL e concluem que as normas vigentes possuíam a tendência de subestimar o fator de impacto, especialmente para o caso de grandes vãos com superfícies de qualidade ruim.

Li e Fafitis (1995) avaliam a resposta dinâmica de pontes devido à travessia de veículos considerando superfícies irregulares. O fator de amplificação dinâmica é avaliado de acordo com o tipo de superfície empregado. Os autores então sugerem que, para velocidades normais, menores comprimentos de onda da irregularidade do pavimento produzem maiores efeitos em vãos curtos e maiores comprimentos de ondas teriam maior efeito em vãos mais longos.

Silva (1996) avalia os efeitos das irregularidades superficiais sobre o comportamento dos tabuleiros rodoviários. Os resultados demonstram que o coeficiente de majoração dos efeitos estáticos não abrangeu todas as ações dinâmicas verticais provenientes dos veículos e das irregularidades da pista. Com isso, respaldado nos resultados obtidos, propõe-se um coeficiente de majoração de esforços estáticos que considera todas as ações dinâmicas verticais provenientes dos veículos, inclusive as irregularidades da pista.

Zibdeh e Rackwitz (1996) estudam o problema de vibrações em vigas homogêneas isotrópicas, devido à passagem de diferentes tipos de cargas. Métodos

analíticos e numéricos são usados para investigar a estatística da resposta do sistema, levando em consideração um fluxo de carregamento móvel.

Henchi et al. (1997) analisa 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. Barbosa (1998) avalia os efeitos da interação veículo-pavimento-estrutura em pontes metálicas de tabuleiro ortotrópico utilizando um modelo de veículo com 2 GL.

Ferreira (1999) desenvolve um modelo simplificado para a análise dinâmica de pontes mistas e Perlingeiro (2002) baseia-se nesse modelo para realizar a avaliação da influência da interação veículo – pavimento – estrutura na análise dinâmica de pontes.

Zhang et al. (2001) analisa os fatores de amplificação dinâmica e as cargas equivalentes uniformemente distribuídas provenientes de tráfegos eventuais em pontes simulando dois tipos de irregularidades: aleatórias e não aleatórias e dois tipos de tráfego: livre e congestionado. Expressões analíticas são determinadas para o cálculo do fator de amplificação dinâmica e características do espectro de resposta para pontes fracamente amortecidas com diversas condições de contorno, submetidas à passagem de cargas móveis com velocidade constante.

Liu et al. (2002) investiga a influência da superfície irregular do tabuleiro rodoviário sob o tráfego de veículos pesados. Para a modelagem tridimensional são analisados quatro comprimentos de ponte em concreto protendido e quatro tipos comuns de veículos são selecionados. A superfície irregular da ponte é baseada em um processo randômico ao longo da direção transversal do pavimento. Os resultados abordam a influência da velocidade e peso dos veículos, da geometria da ponte e das irregularidades da pista sobre o fator de impacto dinâmico.

Silva (2002) avalia os efeitos dinâmicos provenientes da interação entre os pneus dos veículos e as irregularidades do pavimento. O tabuleiro é concebido por elementos finitos unilineares com massas discretizadas nos nós, os veículos por sistemas de massa-mola-amortecedor, e as irregularidades são definidas por um modelo não determinístico com base na densidade espectral do perfil do pavimento. Conclusões relevantes sobre aspectos quantitativos e qualitativos referentes aos efeitos de irregularidades superficiais no tabuleiro e sobre o comportamento de pontes rodoviárias submetidas ao tráfego de veículos são apresentadas.

Nassif e Liu (2004) analisam a resposta dinâmica de pontes com base em um modelo tridimensional com onze graus de liberdade, possuindo um conjunto de suspensões e pneus de comportamento não linear, para avaliação da interação ponte-pavimento-veículo. As irregularidades do pavimento são geradas através de um processo Gaussiano randômico e os resultados revelam que o fator de amplificação dinâmico é amplamente dependente da qualidade da superfície do pavimento, da suspensão do veículo e da geometria da ponte.

Law e Zhu (2005) avaliam o comportamento dinâmico de tabuleiros contínuos com seção não uniforme, sobre apoios elásticos, submetidos à passagem de veículos considerando a interação veículo – pavimento – estrutura. Os veículos são modelados como cargas móveis com espaçamento fixo e seu efeito de frenagem também é considerado.

Almeida (2006) propõe modelo matemático que simula o conjunto veículo – tabuleiro. O tabuleiro é simulado por uma viga modelada com base em elementos finitos de barra unidimensionais, discretizada com massas concentradas e flexibilidade distribuída e os veículos são simulados por sistemas de massa – mola – amortecedor. As irregularidades da pista são definidas por um modelo matemático não determinístico, com base na densidade espectral do perfil do pavimento.

Rossigali (2006) investiga a durabilidade e o comportamento de pavimentos e obras de arte rodoviárias, considerando 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). É também avaliada a influência da qualidade do pavimento na magnitude da resposta dinâmica de projetos reais de pontes rodoviárias em concreto armado.

Amorim (2007) simula o tabuleiro de uma obra de arte rodoviária, por meio de uma viga modelada com base em elementos finitos de barras, massas concentradas nos nós e flexibilidade distribuída, a fim de avaliar o comportamento dinâmico da estrutura. Aos nós estão associados os movimentos de rotação no plano e de translação vertical, e a metodologia adotada utiliza comboios de veículos tipo TB-12 e TB-45, propostos pela NBR 7188 (1984).

Melo (2007) avalia fatores de amplificação dinâmica, em termos de deslocamentos, em pontes de pequenos vãos devido ao tráfego de veículos

pesados por meio de modelagem analítico-numérica, utilizando modelos com cinco graus de liberdade para veículos de carga de três eixos.

Lopes (2008) avalia os efeitos dinâmicos provenientes da travessia de comboios de veículos sobre o tabuleiro irregular de obras de arte rodoviárias de concreto armado. Um modelo não determinístico com base na densidade espectral do pavimento é definido para as irregularidades da pista. As conclusões do trabalho apresentam a influência da velocidade, espaçamento e número de veículos, referentes a situações distintas de carregamento.

Leitão (2009) desenvolve uma metodologia de análise com o intuito de avaliar os níveis dos esforços e tensões provenientes do tráfego de veículos sobre a superfície irregular do pavimento. O tráfego dos veículos é simulado por comboios semi-infinitos deslocando-se com velocidade constante e é realizada uma verificação da fadiga de obras de arte rodoviárias mistas (aço-concreto). As conclusões discorrem acerca da vida útil de serviço dos elementos estruturais de pontes mistas.

Zhang e Cai (2012) apresentam uma estrutura de avaliação da confiabilidade da fadiga para pontes existentes na manutenção ao longo da vida, considerando os efeitos aleatórios da velocidade do veículo e da condição de rugosidade da estrada. Um modelo de veículo de suspensão tridimensional (3D) e um modelo de ponte dinâmica 3D são utilizados. Em cada análise de passagem de caminhão, são consideradas deteriorações da condição de rugosidade da pista e a velocidade do veículo e o perfil da superfície da estrada são gerados aleatoriamente.

Zhang et al. (2013) atesta que as interações da deterioração da superfície da estrada e as cargas dinâmicas aleatórias do veículo podem acelerar a acumulação de danos por fadiga e levar a sérias falhas por fadiga quando esses danos aumentam para um determinado limite. Uma abordagem de avaliação de danos por fadiga não linear para pontes é apresentada incluindo a deterioração progressiva da superfície da estrada e os efeitos não lineares do acúmulo de danos por fadiga devido a cargas dinâmicas aleatórias do veículo.

Martins (2014) investiga diferentes modelos para simular a interação entre os veículos, o pavimento e a estrutura da ponte para reinterar a importância da realização de análises dinâmicas detalhadas durante a concepção do projeto estrutural. As análises abordam à verificação da fadiga, visando estabelecer uma

relação entre o peso dos veículos, a frequência de tráfego e os danos que serão gerados ao longo da vida útil da obra de arte.

Han et al. (2015) investiga os dados de monitoramento de tráfego de longo prazo para identificar as principais características de caminhões extra pesados, como tipo de veículo, distribuição de faixas, velocidade, peso do eixo, distância do eixo e variação da taxa de fluxo ao longo do tempo. Para estudar o desempenho da ponte um software avançado de análise de interação ponte - tráfego é desenvolvido e usado para analisar os cenários de tráfego selecionados. A resposta da ponte e os fatores de amplificação dinâmica de uma ponte típica de rodovia de médio alcance são numericamente investigados.

Xinfeng et al. (2016) analisa os fatores de impacto das pontes em serviço, considerando o efeito do fluxo de tráfego estocástico e a deterioração progressiva da superfície do pavimento. Com base na abordagem de carregamento dinâmico equivalente da roda, as equações de movimento acopladas da ponte e o fluxo de tráfego são estabelecidos combinando as equações da ponte e dos veículos. As simulações numéricas mostram que o método proposto pode simular racionalmente o fator de impacto da ponte sob o efeito do fluxo de tráfego estocástico.

Liu et al. (2016) apresenta uma nova metodologia para estudar o conforto da condução e as respostas da ponte de um sistema de vibração de longo alcance ponte-tráfego-vento, considerando características estocásticas do fluxo de tráfego e deterioração progressiva da superfície da ponte. As simulações numéricas revelam que o método proposto pode simular racionalmente o conforto de condução e as respostas revelam que as vibrações verticais, laterais e longitudinais do modelo do banco do motorista podem afetar significativamente o conforto do motorista, conforme o esperado.

Schmidt (2017) avalia os efeitos dinâmicos provocados por um veículo classe 3C em uma ponte de concreto de seção unicelular, com curvatura em planta, por meio da modelagem do veículo, do pavimento, das forças de interação veículo-pavimento e da estrutura. Um modelo de veículo com nove graus de liberdade é utilizado e um método iterativo é empregado para a obtenção dos esforços de interação, até se alcançar a convergência. São confrontados resultados para duas situações de tráfego, sendo a primeira para veículo isolado trafegando sobre a estrutura e a segunda para um comboio de veículos.

Alencar et al. (2018) investiga a contribuição da rugosidade das estradas dos pavimentos de asfalto para o aumento significativo das amplitudes de tensão e, portanto, para sérias preocupações de fadiga induzida por carga. O método de tensão de ponto quente (HSM) é usado para avaliar a vida em fadiga de uma junta soldada sujeita a fadiga induzida por distorção, considerando a velocidade do veículo e um modelo de deterioração progressiva para o pavimento da estrada. Os efeitos da taxa de aumento anual do tráfego na vida à fadiga também são discutidos.

Pagnoncelli e Miguel (2019) utilizam metodologia que permite determinar a resposta dinâmica de pontes rodoviárias devido às cargas dinâmicas causadas pelos veículos que trafegam sob pavimentos irregulares. A metodologia proposta é aplicada a uma ponte de concreto da rodovia Rio-Santos, que é modelada com elementos de viga de acordo com o Método dos Elementos Finitos. Os perfis de rugosidade são obtidos de acordo com a norma ISO 8608 (1995), quatro modelos de veículos são utilizados e a análise dinâmica é realizada pelo método Newmark.

Santos (2020) realiza a análise dinâmica de pontes rodoviárias submetidas à passagem de veículos, considerando o tráfego de apenas um veículo, em um único sentido e com velocidade constante. O perfil de irregularidade adotado é o de rugosidade média, definido pela norma ISO 8608 (1995). Na comparação entre os resultados calculados pela ferramenta computacional e os calculados de acordo com a NBR 7188 (2013), constatou-se que, em algumas situações, o resultado obtido pelo programa foi maior que o da norma, por considerar as características do veículo e do pavimento. Pela análise de tais resultados, a importância da interação veículo-pavimento é ressaltada para o cálculo da resposta dinâmica da estrutura e, conseqüentemente, para o projeto de pontes rodoviárias.

Diante do vasto histórico exposto, evidencia-se não só a relevância do tema em questão, como também a necessidade de se prosseguir estudando a fim de aperfeiçoar as técnicas de análise dinâmica das pontes. Sendo assim, o presente trabalho avalia o comportamento dinâmico de uma ponte rodoviária mista (aço-concreto) submetida ao tráfego de veículos sobre o pavimento irregular, considerando o caráter progressivo da deterioração do pavimento.

2 DETERIORAÇÃO PROGRESSIVA DO PAVIMENTO

2.1 Introdução

O presente capítulo aborda o conceito de irregularidade longitudinal e suas possíveis origens, assim como as escalas adotadas para medição dessas irregularidades. Posteriormente, desenvolve o conceito de deterioração progressiva do pavimento e expõe a definição dos principais coeficientes relacionados ao tema (Índice de Rugosidade, Coeficiente de Rugosidade e Carga Equivalente de Eixo Único). Além disso, são apresentadas escalas adotadas na medição das irregularidades longitudinais relacionando países como: EUA, Brasil, Espanha, Chile, Uruguai e Honduras.

2.2 Pavimento

A pavimentação tem como objetivo primordial garantir trafegabilidade em qualquer época do ano e condições climáticas, e oferecer aos usuários conforto ao rolamento e segurança. O solo natural não possui capacidade de suporte suficiente para resistir à repetição de cargas de roda sem que sofra significativas deformações. Sendo assim, se faz necessária a elaboração de uma estrutura construída sobre o subleito que será responsável por suportar as cargas dos veículos e por distribuir as solicitações às suas diversas camadas e ao subleito: o pavimento.

2.2.1 Conceito de irregularidade longitudinal dos pavimentos

Paterson (1987) define irregularidade longitudinal de um pavimento como o conjunto dos desvios da superfície deste em relação a um plano de referência que afetam a qualidade de rolamento e a ação dinâmica das cargas sobre a rodovia. É

caracterizada por ser uma grandeza física mensurável, seja direta ou indiretamente, que possibilita uma melhor avaliação de custo operacional dos veículos, conforto, segurança, velocidade de percurso e economia das viagens.

2.2.2 Origem da irregularidade longitudinal dos pavimentos

A irregularidade longitudinal dos pavimentos pode ter origem na fase construtiva devido a imperfeições ocorridas durante esse processo, ou pode ter origem em problemas ocorridos após a construção, como resultado da atuação do tráfego, do clima, dentre outros diversos fatores que causam degradação do pavimento.

As condições de superfície do pavimento são alteradas com o passar dos anos devido à contínua solicitação imposta pelo tráfego através de deformações permanentes, localizadas ou não.

Além disso, há também uma elevada contribuição de fatores ambientais para o surgimento e aumento da irregularidade longitudinal ao longo do tempo, visto que, de acordo com Yshiba (2003), a combinação da água das chuvas com as solicitações impostas pelo tráfego enfraquece a ligação entre o ligante betuminoso e o agregado, desagregando o revestimento asfáltico.

2.2.3 Aspectos influenciados pela irregularidade longitudinal

A Irregularidade influi na interação da superfície da pista com os veículos, gerando efeitos sobre os próprios veículos, sobre os passageiros e motoristas, e sobre as cargas transportadas, pois aumenta a ação das cargas dinâmicas dos veículos sobre a superfície do pavimento e, em decorrência, acelera a deterioração de sua estrutura.

Com base no Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT (DNIT/IPR-720, 2006) verifica-se que a irregularidade do perfil longitudinal tem influência nos seguintes aspectos:

- a) Interação da superfície da via com os veículos, gerando efeitos sobre os veículos, sobre os passageiros e sobre as cargas transportadas;
- b) Custo operacional dos veículos e, sobre as viagens, afetando sua segurança, seu conforto e sua velocidade;
- c) Dinâmica dos veículos em movimento, aumentando o seu desgaste e causando também, prejuízos à sua condução.
- d) Aumento da ação das cargas dinâmicas dos veículos sobre a superfície do pavimento acelerando o desgaste da sua estrutura. No caso de pontes, dependendo do grau de irregularidade, o aumento das cargas dinâmicas pode acarretar em esforços maiores do que os previstos em projeto.
- e) Efeitos adversos sobre a drenagem da superfície do pavimento, na medida em que propicia a formação de poças d'água que vão afetar negativamente a segurança e o desempenho da rodovia.

Na perspectiva do usuário, o estado da superfície do pavimento é extremamente importante, pois os defeitos ou irregularidades nessa superfície são perceptíveis e afetam seu conforto. Quando o conforto é prejudicado, o veículo também sofre as consequências desses defeitos. Pois essas consequências geram maiores custos operacionais, relacionados à manutenção dos veículos, com consumo de combustível e de pneus, com o tempo de viagem, entre outros. Portanto, atender o conforto ao rolamento também significa economia nos custos de transporte.

2.3 Definição do conceito de deterioração progressiva do pavimento

Os pavimentos são concebidos para durarem um determinado período ou “ciclo de vida”, no qual, o pavimento inicia em uma condição ótima até alcançar uma condição ruim. O decréscimo da condição ou da serventia do pavimento ao longo do tempo é conhecido como deterioração do pavimento.

Diversos fatores podem influenciar diretamente a velocidade da deterioração, entre eles: as condições ambientais, a capacidade de suporte do pavimento e do subleito, a qualidade dos materiais utilizados e do processo construtivo, o volume de tráfego e a carga por eixo.

A progressão da deterioração segue uma trajetória não linear. Durante a fase inicial, que pode durar até a terça parte do ciclo de vida, as rodovias pavimentadas bem projetadas sofrem uma deterioração pouco visível.

Depois dessa fase inicial, a deterioração da rodovia é crescente, lenta a princípio, mas acelerando rapidamente quando atinge o estado regular. É nessa fase que devem ser realizadas medidas importantes de conservação, caso contrário, isto resultará, em poucos anos, numa falha estrutural extrema ao atingir o mau estado.

A deterioração progressiva do pavimento é o fenômeno que rege a mudança da condição do pavimento, sendo de fundamental importância defini-la para que seja possível entender e quantificar o desempenho da pavimentação. Segundo Rodrigues (1991), os pavimentos se deterioram por meio de:

- a) Formação e crescimento de fissuras nas camadas de revestimento, decorrentes da fadiga provocada pela repetição das cargas de tráfego (Figura 6 (a));
- b) Geração de afundamentos em trilha de roda ou ondulações na superfície em decorrência do acúmulo de deformações plásticas em todas as camadas, sob a repetição das cargas de tráfego (Figura 6 (b));
- c) Desgaste em decorrência da abrasão provocada pelos veículos, acelerado pelo intemperismo, levando à queda do coeficiente de atrito (Figura 6 (c));
- d) Envelhecimento do ligante betuminoso por oxidação (Figura 6 (d)).

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte denomina como defeitos de superfície as deteriorações na superfície dos pavimentos asfálticos que podem ser identificados a olho nu e classificados segundo uma terminologia normatizada (DNIT/TER-005, 2003). O levantamento dos defeitos de superfície tem por objetivo a avaliação do estado de conservação dos pavimentos asfálticos promovendo o diagnóstico da situação funcional para buscar uma solução tecnicamente adequada e, em caso de necessidade, indicar a melhor alternativa de restauração do pavimento.



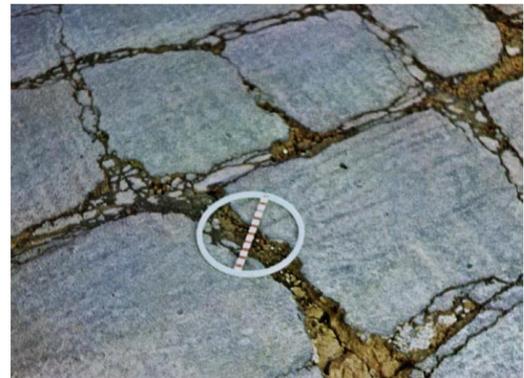
(a) Fissuras decorrentes de fadiga



(b) Afundamento em trilha de roda



(c) Desgaste por abrasão



(d) Trincas decorrentes da oxidação do ligante betuminoso

Figura 6 - Representação de defeitos nos pavimentos (DNIT/TER-005, 2003)

O desempenho adequado do pavimento está relacionado à sua capacidade de suporte e durabilidade, que deve ser compatível ao padrão da obra e ao tipo de tráfego, bem como ao conforto e a segurança dos usuários. Sendo assim, o projeto de pavimentação deve cumprir tanto demandas estruturais quanto funcionais. Entretanto, no Brasil, inúmeros são os casos de inspeções em obras de artes rodoviárias que registram situações nas quais a pavimentação da ponte não atende às demandas esperadas.

Nesse contexto, Silva e Souza (2018) realizam estudo das manifestações patológicas da ponte Senador Fábio de Lucena, localizada na cidade de Manaus, no Amazonas. Destacam que a estrutura analisada sofre com a falta de manutenção tanto preventiva, quanto corretiva. Em decorrência, apresenta inúmeras patologias que comprometem seu desempenho e sua funcionalidade. A Figura 7 ilustra irregularidades na pista de rolamento, com o concreto a mostra por falta de asfalto no local e a Figura 8 apresenta o desgaste das juntas de dilatação provenientes da falta de manutenção.



Figura 7 - Irregularidades do pavimento da ponte Senador Fábio de Lucena: Manaus, AM (SILVA; SOUZA, 2018)



Figura 8 - Juntas de dilatação com desgaste na ponte Senador Fábio de Lucena: Manaus, AM (SILVA; SOUZA, 2018)

2.4 Definição dos principais coeficientes

2.4.1 Índice de rugosidade (IRI)

A rugosidade do pavimento tornou-se um dos principais indicadores do grau de deterioração do pavimento desde a década de 70, quando foi apontado por Carey e Irick (1975) como o mais importante componente no pavimento que apresenta

capacidade de manutenção. Sendo, então, um fator capaz de determinar desempenho, assim como seus limites, e o tipo de necessidades de manutenção e reabilitação.

Esforços nesse campo levaram ao desenvolvimento de um índice internacional para a medida da irregularidade, designado de IRI (“International Roughness Index”) que é um índice estatístico, expresso em m/km, que quantifica os desvios da superfície do pavimento em relação à de projeto. O desenvolvimento do IRI foi um dos resultados mais importantes do experimento internacional de rugosidade de estradas, conduzido em 1982, pelo “World Bank” no Brasil.

Esse experimento teve como objetivo desenvolver um procedimento de medição que desse o mesmo resultado em diferentes regiões, com diferentes máquinas ou ferramentas de medição. O IRI foi encontrado para atender a esses requisitos, pois é baseado em uma simulação matemática da variação do perfil da estrada. A Figura 9 mostra as faixas de variação do IRI em diversas situações dependendo do caso e situação.

A irregularidade longitudinal é medida ao longo de uma linha imaginária, paralela ao eixo da estrada e, em geral, coincidente com as regiões de trilhas de roda, podendo em alguns casos haver o interesse de melhor detalhar o perfil, levantando-o em diversas linhas paralelas imaginárias.

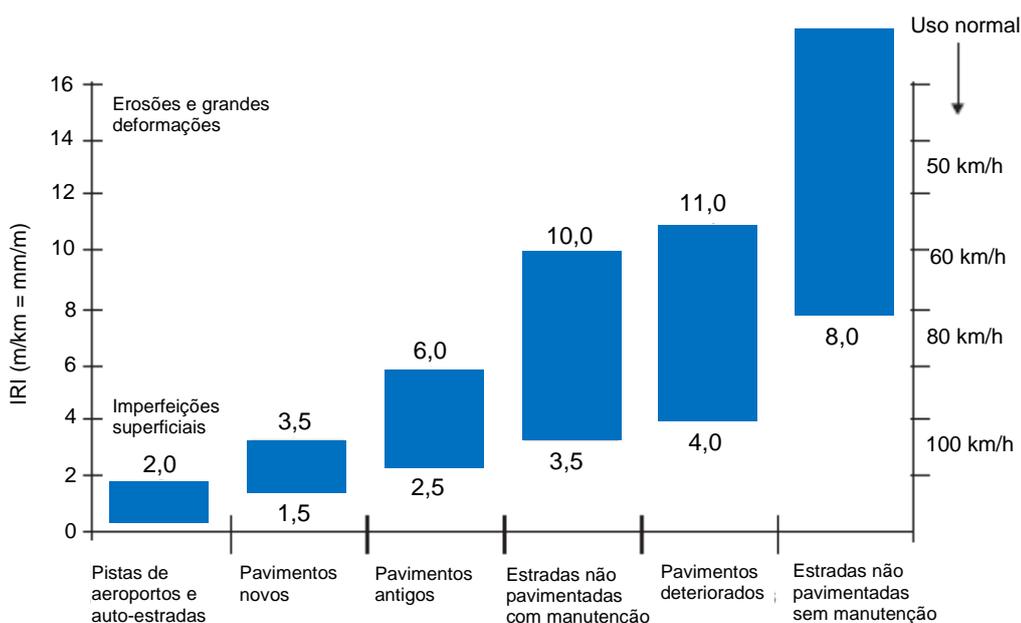


Figura 9 - Faixas de variação do IRI (adaptado de SAYERS; KARAMIHAS, 1998)

Segundo Sayers et al. (1986), desde que o “World Bank” publicou uma circular técnica sobre as diretrizes para conduzir e calibrar medições de rugosidade, o IRI passou a ser utilizado como método padrão mundial pelo qual o perfil longitudinal da estrada pode ser analisado.

O Índice de Rugosidade (IRI), por ser um parâmetro internacional, pode ser entendido em qualquer país. Um valor igual a três para o IRI representa o mesmo grau de irregularidade, seja no Brasil, nos Estados Unidos ou no Chile. Porém, cada país estabelece o seu limite de aceitabilidade, considerando, além das condições específicas, o grau de importância atribuído pelos usuários à irregularidade quanto às avaliações dos pavimentos.

Na Tabela 1 são apresentadas as faixas de classificação dos pavimentos quanto à irregularidade longitudinal, em IRI, em função da qualidade do rolamento proporcionado por estas vias, para diversos países (adaptada de FARIAS; SOUZA, 2002). Verifica-se, então, a variabilidade na adoção de limites de aceitabilidade de um país para outro.

Tabela 1 - Faixas de classificação com base no IRI (adaptada de FARIAS; SOUZA, 2002)

Classificação	EUA	Brasil	Espanha	Chile	Uruguai	Honduras
Excelente	0 – 0,95	< 2,5	0 – 1,5	-	0 – 3,2	-
Bom	0,95 – 1,5	2,5 – 3,0	1,5 – 2,5	0 – 3,0	3,2 – 3,9	0 – 3,0
Regular	1,5 – 2,7	3,0 – 4,0	2,5 – 4,0	3,0 – 4,0	4,0 – 4,6	3,5 – 6,0
Ruim	> 2,7	4,0 – 5,0	> 4,0	> 4,0	> 4,6	> 6,0
Péssimo	-	> 5,0	-	-	-	-

No que diz respeito à acessibilidade por parte dos usuários da via, é perceptível o maior rigor adotado por países desenvolvidos como EUA e Espanha, que para classificar o pavimento como excelente com base no IRI adotam as faixas: 0 – 0,95 e 0 – 1,5, respectivamente. Enquanto no Brasil, por exemplo, desde que o IRI seja inferior a 2,5, o pavimento é classificado como excelente.

2.4.2 Coeficiente de rugosidade (RRC)

A fim de definir de maneira prática a resistência ao rolamento, deve-se, inicialmente, considerar que tipo de medida física pode ser utilizada para medir essa variável. A energia, por exemplo, não é uma medida física prática para ser utilizada em uma medição padrão. Medir a dissipação de calor em um pneu, embora não seja impossível, é um tanto quanto impraticável.

A medida mais relevante e prática de ser usada é baseada na força necessária para mover o pneu rolante na direção desejada. No entanto, essa força dependerá da carga aplicada à roda e, portanto, ao pneu.

Estudos descobriram uma relação aproximadamente linear entre resistência ao rolamento e o carregamento de roda. Como as cargas das rodas podem variar sob diferentes condições, uma constante denominada coeficiente de rugosidade, RRC, foi criada para relacionar a característica dos pneus à resistência ao rolamento da estrada. Esse coeficiente, por sua vez, depende de vários parâmetros dos pneus e da superfície da estrada.

O coeficiente de rugosidade, RRC, classifica as condições de irregularidades da pista como sendo do tipo excelente, boa, média, ruim e muito ruim. A Organização Internacional de Normalização (ISO) utiliza o coeficiente RRC para definir a classificação da rugosidade do pavimento, ISO 8608 (1995), conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 - Classificação da rugosidade com base no RRC (ISO 8608, 1995)

Classificação da rugosidade	Intervalo de RRCs
Excelente	2×10^{-6} a 8×10^{-6}
Boa	8×10^{-6} a 32×10^{-6}
Média	32×10^{-6} a 128×10^{-6}
Ruim	128×10^{-6} a 512×10^{-6}
Muito ruim	512×10^{-6} a 2048×10^{-6}

2.4.3 Carga de eixo padrão equivalente (ESAL)

As estradas são normalmente sujeitas a vários tipos de veículos de diferentes configurações e características diferentes. Um conceito conhecido como carga de eixo padrão equivalente (ESAL) foi desenvolvido por autoridades rodoviárias norte-americanas para calcular a rigidez de um pavimento sujeito a cargas aplicadas por um veículo em movimento. A partir de então, a variação do tráfego e os volumes previstos de tráfego em determinadas estradas são calculados ou estimados em termos de ESAL.

Os resultados dos testes de estrada da Associação Americana de Rodovias Estaduais Oficiais (AASHTO) mostraram que o efeito de irregularidade para uma passagem de um eixo de qualquer carga pode ser representado por um número de eixo único equivalente a 80 kN ou ESALs.

Com isso, o conceito de ESAL foi aplicado às equações de design desenvolvidas pela AASHTO e a metodologia de cálculo a ser seguida é apresentada no Apêndice D do Guia de Projeto para Estruturas de Pavimento (AASHTO, 1993).

A presente investigação se baseia em todos os conceitos minuciosamente relatados nesse capítulo, a fim de avaliar de forma satisfatória o comportamento dinâmico de pontes rodoviárias com base no emprego de um modelo matemático representativo da deterioração progressiva do pavimento.

3 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

3.1 Introdução

No Brasil ainda não foi desenvolvida uma norma específica para o projeto de pontes e viadutos rodoviários sejam eles de aço ou mistos. Sendo assim, o projeto apresentado nessa dissertação foi originalmente dimensionado por Pinho e Belley (2007), a partir da norma americana AASHTO (2002), e publicado pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço. Neste capítulo o projeto estrutural da ponte rodoviária investigada é apresentado juntamente com as propriedades físicas dos materiais e as propriedades geométricas dos perfis metálicos utilizados.

3.2 Modelo estrutural da ponte

O modelo estrutural investigado refere-se a uma ponte rodoviária mista com vão de 40 m, simplesmente apoiada, de eixo reto, composta por quatro vigas metálicas longitudinais que suportam o tabuleiro de concreto (Figura 10). As vigas possuem espaçamento entre eixos de 3,50 m, além de balanços laterais com comprimento de 1,25 m, formando um tabuleiro com 13 m de largura. Estruturas de diafragmas do tipo “X”, compostas por cantoneiras de abas iguais, são utilizadas como contraventamento ao longo de todo o comprimento da ponte. A laje de concreto possui espessura de 0,225 m e o guarda-rodas de concreto tipo “New Jersey” possui 0,88 m de altura.

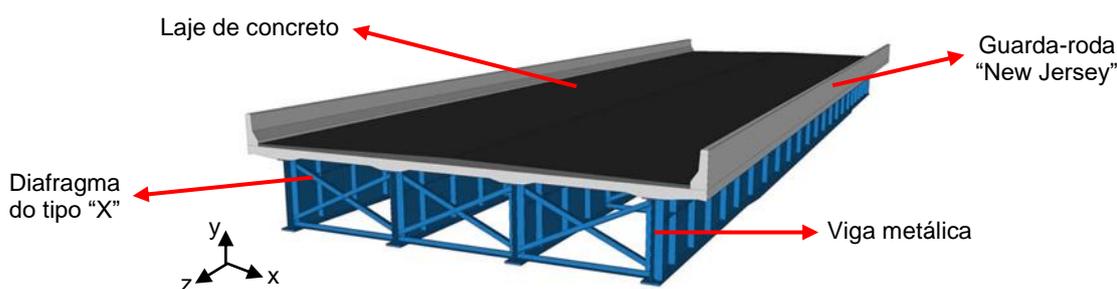


Figura 10 - Vista Isométrica da ponte investigada

A Figura 11 ilustra a seção transversal da estrutura na região do apoio, com indicação do tabuleiro, do guarda-rodas, dos perfis metálicos e do diafragma transversal, apresentando as respectivas dimensões, em milímetros (mm). 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.

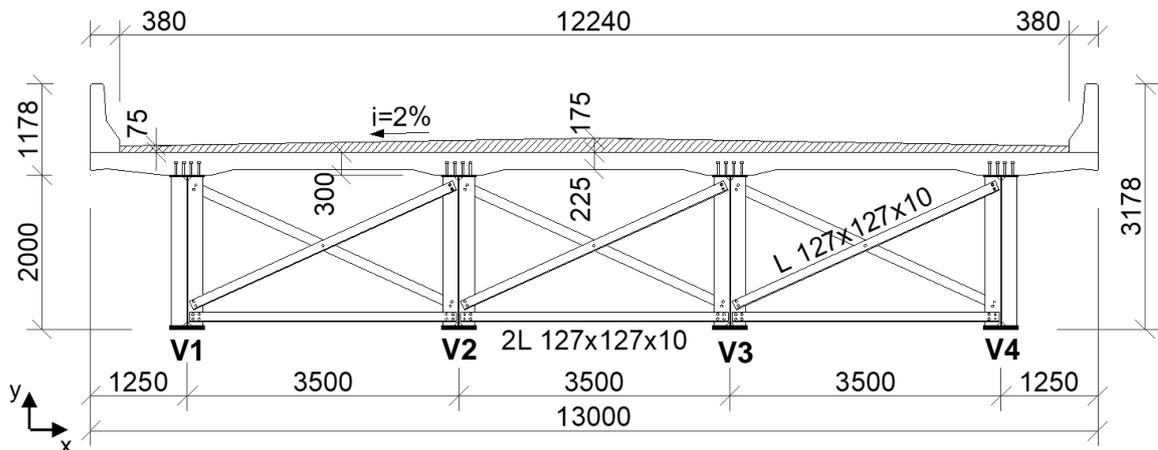


Figura 11 - Seção transversal no apoio: cotas em milímetros (ALENCAR, 2015)

Com a finalidade de otimizar o projeto, adotaram-se dois tipos distintos de perfil para as vigas longitudinais: um referente ao trecho central e o outro associado aos extremos. A Figura 12 apresenta uma vista superior do projeto e ilustra os perfis metálicos adotados na viga, distinguindo-os entre os grupos “perfis extremos” e “perfis centrais”. A Tabela 3 resume as propriedades geométricas da ponte.

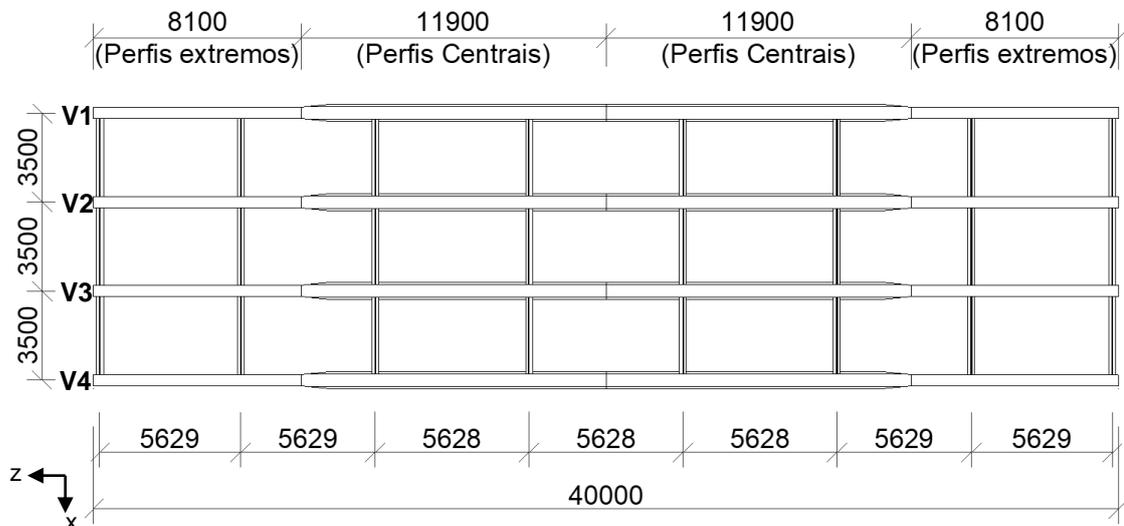


Figura 12 - Vista superior da ponte: cotas em milímetros (ALENCAR, 2015)

Tabela 3 - Propriedades geométricas da ponte (Unidades em metros)

Comprimento	40
Largura	13
Altura sem guarda-roda	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 13 apresenta as propriedades geométricas das vigas (“perfis extremos” e “perfis centrais”). Em seguida, a Figura 14 apresenta as características das cantoneiras metálicas dos diafragmas de contraventamento lateral das vigas.

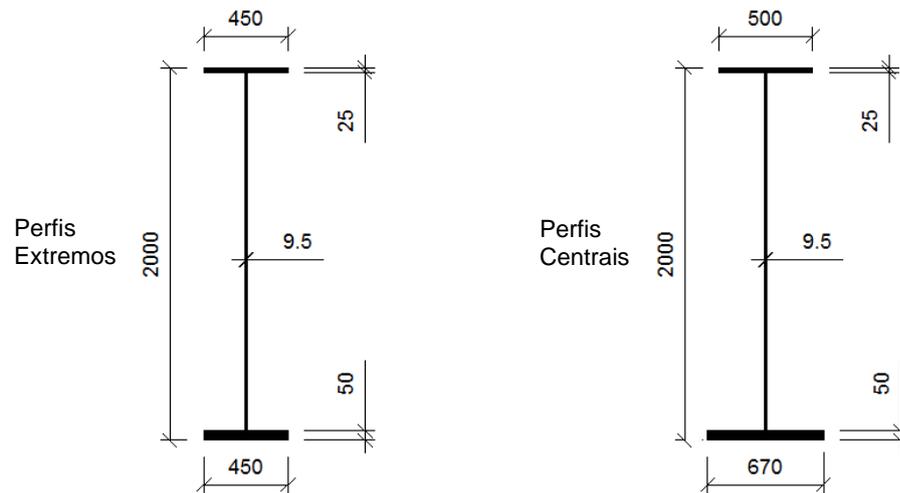


Figura 13 - Perfis metálicos das longarinas (cotas em milímetros)

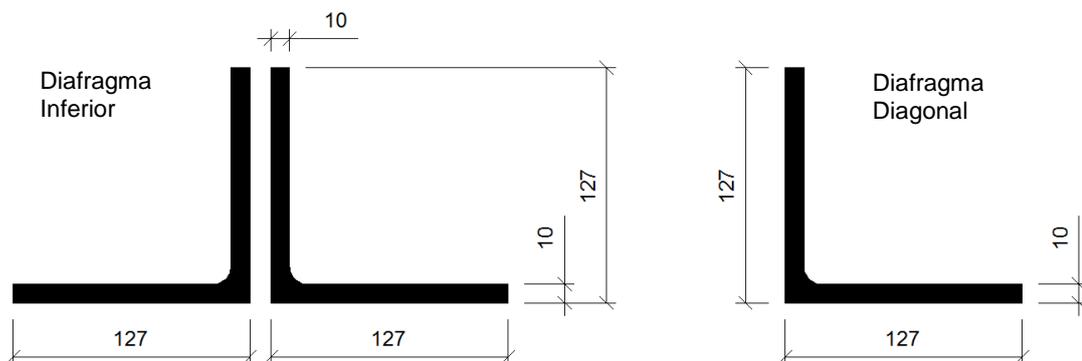


Figura 14 - Cantoneiras metálicas do diafragma (cotas em milímetros)

Além dos elementos estruturais apresentados anteriormente, a ponte metálica em questão possui diversos enrijecedores transversais, longitudinais e de apoio soldados à alma dos perfis (Figura 15). As propriedades geométricas destes são descritas na Tabela 4. No que diz respeito às propriedades físicas do aço patinável adotado para os elementos estruturais metálicos (ASTM A588) e do tipo de concreto utilizado (C25), ambas são apresentadas na Tabela 5.

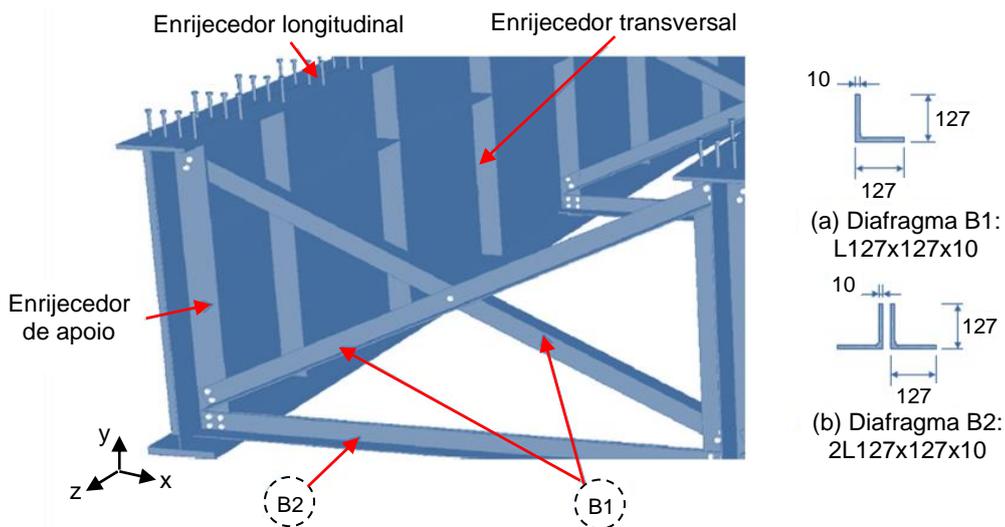


Figura 15 - Seções de diafragmas cruzados e ilustração dos enrijecedores

Tabela 4 - 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

Tabela 5 - Propriedades 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	$G \approx 81 \text{ GPa}$	$G \approx 10 \text{ GPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,3$	$\nu = 0,2$
Massa específica	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

3.3 Especificação dos conectores de cisalhamento

Por ser uma estrutura mista aço-concreto, a ponte rodoviária investigada necessita de elementos que façam a conexão entre o aço das vigas e o concreto do tabuleiro. Neste projeto, os elementos responsáveis por desempenhar tal função são conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, de 22 mm de diâmetro, sendo soldados à mesa superior. A Figura 16 ilustra a estrutura metálica da ponte com seus conectores de cisalhamento, que oferecem interação total para a viga mista.

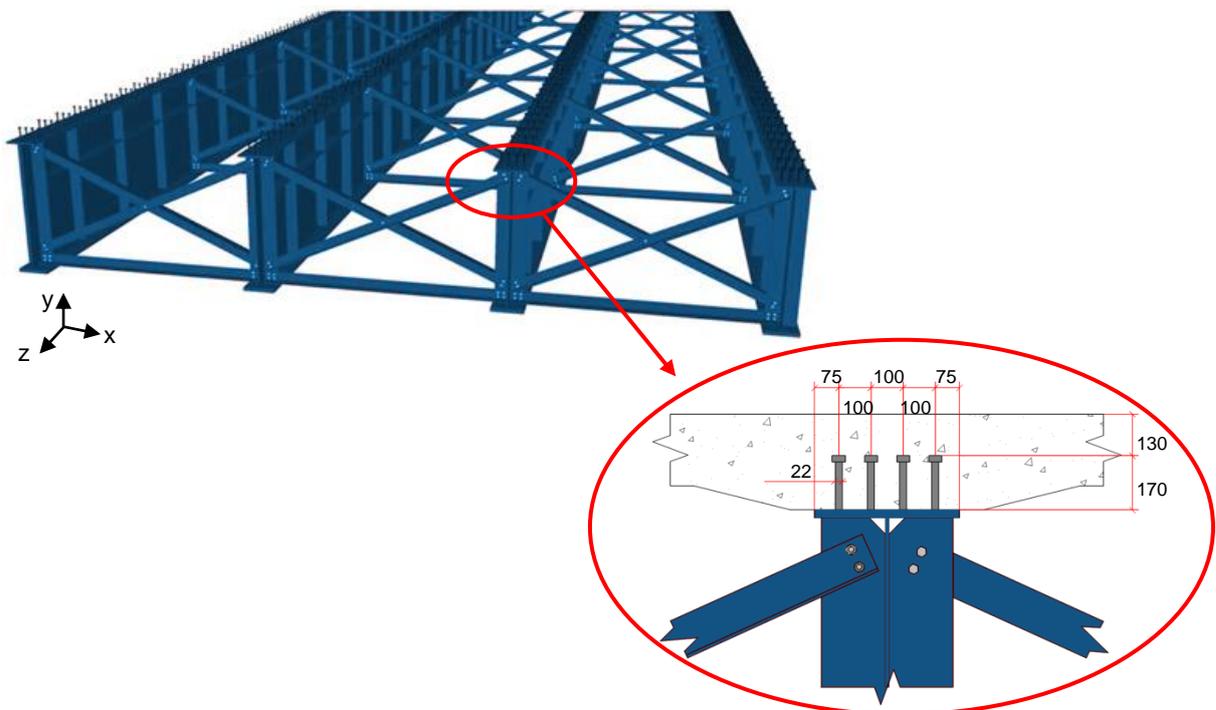


Figura 16 - Representação dos conectores de cisalhamento (cotas em milímetros)

A hipótese de interação total entre a viga e a laje foi adotada, o que requer um número maior de conectores em relação à hipótese de interação parcial (PINHO e BELLEY, 2007). Portanto, são necessários 324 conectores de cisalhamento por viga, separados em grupos de quatro, espaçados de 50 cm longitudinalmente.

Assim, diante do conhecimento da concepção estrutural, com todas as suas especificidades, dimensões e propriedades peculiares, pode-se prosseguir a pesquisa buscando um veículo que pudesse relatar a condição mais frequentes nas pontes brasileiras. Objetivando efetuar uma análise dinâmica representativa da realidade mediante avaliação conjunta da interação estrutura-veículo-pavimento.

4 MODELO MATEMÁTICO DOS VEÍCULOS

4.1 Introdução

Sistemas dinâmicos constituídos por conjuntos de massa-mola-amortecedor são usualmente utilizados para modelar veículos, pois suas propriedades dinâmicas interagem com a ponte e têm grande influência na resposta estrutural. Neste capítulo apresentam-se dados sobre os veículos que mais frequentemente trafegam nas rodovias brasileiras e a nomenclatura adotada pelos principais órgãos de fiscalização das rodovias no país. Além disso, o modelo matemático dos veículos utilizados na análise dinâmica é descrito, bem como a justificativa para tal escolha.

4.2 Propriedades dos veículos

O sistema de identificação de veículos mais usualmente utilizado é o proposto pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) que define nomenclaturas nos Quadros de Fabricantes de Veículos (QFV). Nesses quadros os tipos de veículos pesados são agrupados em classes e identificados por códigos. E 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, são também apresentadas. Periodicamente, esses documentos são lançados com códigos para cada classe correspondente.

4.2.1 Classes de veículos

De acordo com os órgãos rodoviários, a classificação dos veículos pode ser feita de forma expedita, como se explica a seguir: os veículos monolíticos e as ligações tipo reboque são representados pela letra “C”, enquanto, as ligações semi-

reboque são representadas pela letra S. Em ambos os casos, busca-se apenas informar o total de eixos de cada unidade. As mesmas regras valem, em geral, para caminhões e ônibus; entretanto, para garantir unicidade, seus códigos são diferenciados com a incorporação da letra “O” inicial ao código de ônibus. A Figura 17 apresenta símbolo, configuração e descrição dos veículos adotados pelo DNIT.

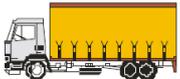
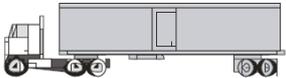
Símbolo	Configuração	Descrição
		Automóvel
		Utilitário
O2C		Ônibus
2C		Caminhão
3C		Caminhão
4C		Caminhão
2S1		Semi-reboque
2S2		Semi-reboque
2S3		Semi-reboque
3S2		Semi-reboque
3S3		Semi-reboque
2C2		Reboque
2C3		Reboque

Figura 17 - Classificação dos veículos adotada pelo DNIT (DNIT/IPR-720, 2006)

4.2.2 Base reduzida de dados de veículos

Fundamentado em dados de tráfego de rodovias federais publicados pelo DNIT, Rossigali (2006) realizou um minucioso estudo estatístico a fim de formar uma base reduzida de dados, constituída pelos veículos com maior regularidade de ocorrência. A Figura 18 expõe a silhueta e as suas dimensões médias desses veículos, além da sua nomenclatura segundo o QFV-2012 (DNIT/QFV, 2012).

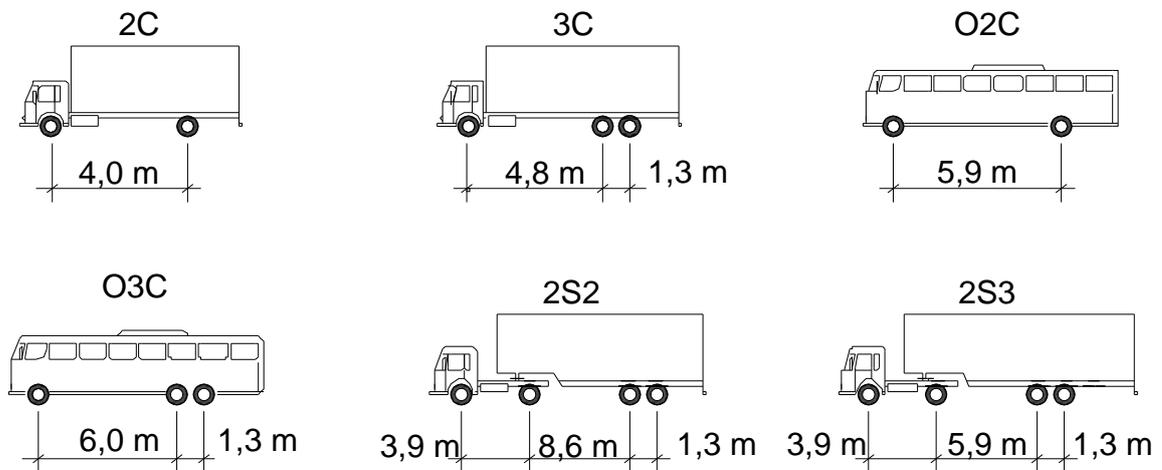


Figura 18 - Dimensões médias de veículos frequentes (ROSSIGALI, 2006)

Com base nos dados de tráfego do posto de fiscalização P51 do DNIT, situado no estado do Espírito Santo, Rossigali (2006) investigou a frequência de recorrência de cada classe de veículos. O autor pode então observar que as distribuições e os valores representativos deste posto correspondem ao padrão geral da malha viária brasileira.

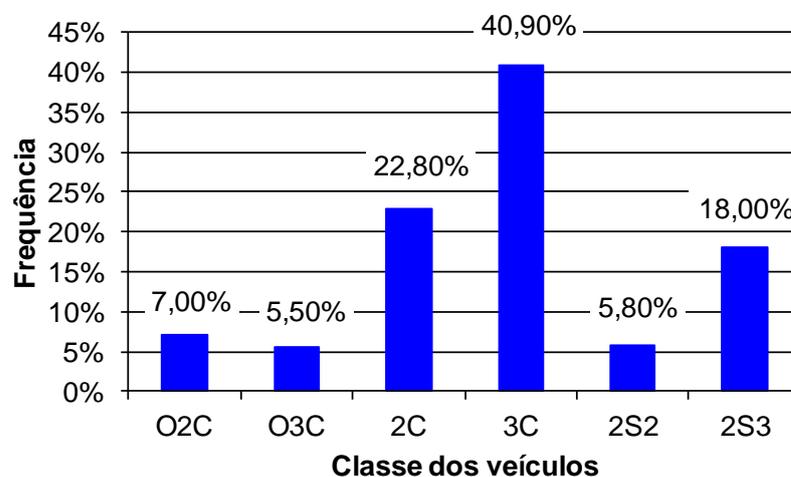


Figura 19 - Distribuição de frequência de classes de veículos (ROSSIGALI, 2006)

A Figura 19 apresenta a distribuição de frequências relativas observadas considerando apenas as seis classes de veículos mais recorrentes (Figura 18), excluindo-se as classes de veículos leves e utilitários.

4.3 Veículo de carga real

A partir do estudo estatístico realizado por Rossigali (2006), uma base de dados composta por veículos com maior frequência de ocorrência foi gerada (Figura 18). Com base nessa frequência de ocorrência, o veículo escolhido para o presente trabalho foi o 2C, ilustrado na Figura 20.

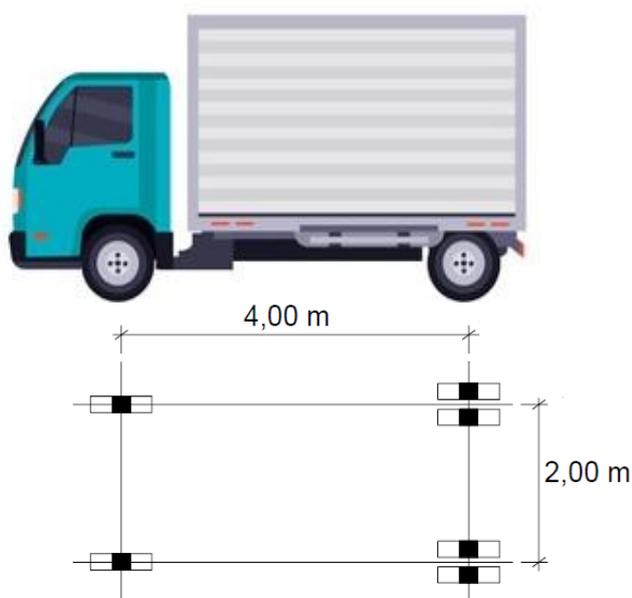


Figura 20 - Dimensões médias veículo 2C

Convém ressaltar que o veículo da classe 2C, Figura 20, possui eixos com quantidade de rodas diferentes. De acordo com Quadro de Fabricantes de Veículos (DNIT/QFV, 2012), o eixo dianteiro dessa classe de veículos recebe a sigla SRS (“eixo direcional simples”) e o eixo traseiro é denominado SRD (“eixo simples de rodas duplas”). Portanto, a modelagem dinâmica adequada do veículo deve considerar propriedades dinâmicas distintas para cada um dos eixos.

4.4 Modelagem matemática do veículo

O modelo matemático utilizado baseia-se no modelo de veículo discreto desenvolvido por Almeida (2006), constituído por sistemas de molas e amortecedores que representam a rigidez e o amortecimento dos pneus e o sistema de suspensão do veículo. Esse modelo possui 4 graus de liberdade, sendo 3 de translação e 1 de rotação (Figura 21).

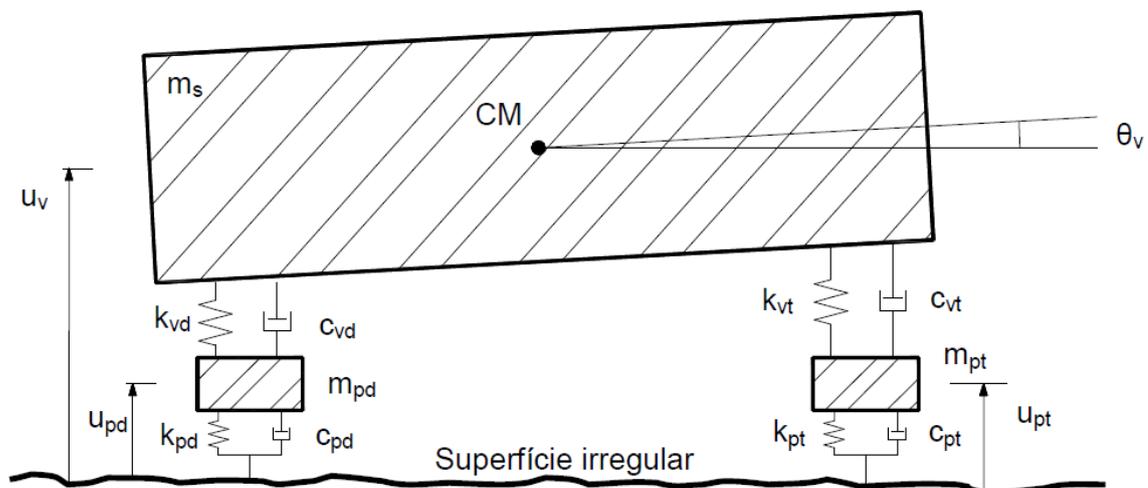


Figura 21 - Modelo de veículo com 4 graus de liberdade (ALENCAR, 2015)

4.4.1 Características dinâmicas do veículo de carga da classe 2C

As características dinâmicas do veículo utilizado neste trabalho estão representadas na Tabela 6. Os amortecimentos do modelo são determinados em função da fração de amortecimento indicada na Tabela 6, com recurso às equações dinâmicas deduzidas por Almeida (2006) para o veículo bidimensional de dois eixos. As frequências naturais do veículo utilizado nesta pesquisa são calculadas segundo as equações de equilíbrio dinâmico desenvolvidas em Almeida (2006) e Silva (1996).

Tabela 6 - Características dinâmicas do modelo bidimensional simplificado do veículo de carga da classe 2C (ALENCAR, 2015)

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

Dessa forma, conhecendo as propriedades da ponte rodoviária mista (aço-concreto) em estudo, e o modelo matemático dos veículos utilizados, o modelo numérico computacional pode, então, ser desenvolvido. E, a partir dele, todas as análises dinâmicas necessárias podem ser realizadas.

5 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL

5.1 Introdução

As propriedades referentes ao modelo estrutural da ponte em estudo foram apresentadas no Capítulo 3 e, através dessas propriedades, tornou-se possível o desenvolvimento de um modelo numérico-computacional mais realista que será apresentado neste capítulo. Além disso, a modelagem de amortecimento estrutural é abordada, assim como, o modelo das irregularidades de pista e o modelo de deterioração progressiva do pavimento.

5.2 Modelo em elementos finitos da ponte

O modelo numérico-computacional elaborado utiliza técnicas de discretização usuais, via Método dos Elementos Finitos, com emprego do programa ANSYS (2010). Nesse modelo, considera-se a travessia dos comboios de veículos sobre a estrutura e a interação desses com o tabuleiro e as irregularidades da pista.

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

A estrutura da ponte é elaborada através da utilização de elementos sólidos, de casca e de 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, totalizando 16.112 elementos.

A Figura 22 indica de forma esquemática os elementos utilizados no modelo. São utilizados 4.600 elementos sólidos do tipo SOLID45 para modelagem da laje de concreto, e 10.216 elementos de casca do tipo SHELL63 para modelagem dos perfis metálicos e enrijecedores. As barras de contraventamento são modeladas a partir de 656 elementos de viga tridimensionais do tipo BEAM44 e os conectores de cisalhamento são modelados com 640 elementos do tipo COMBIN14.

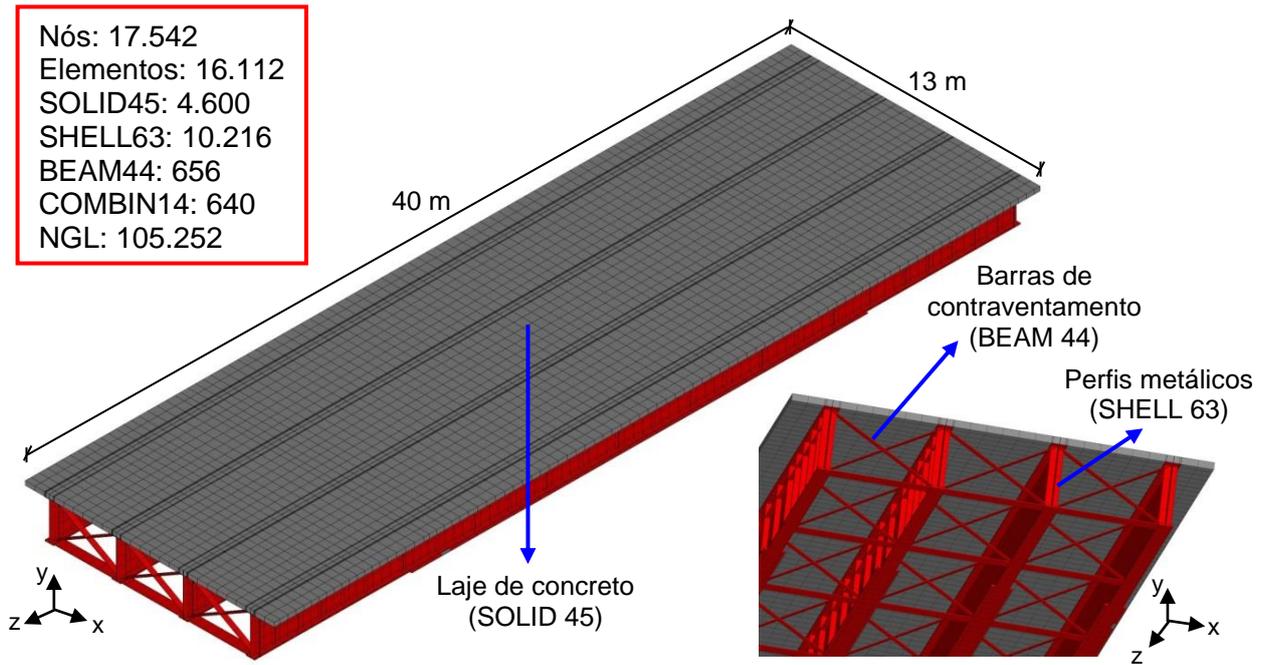


Figura 22 - Modelo em elementos finitos com indicação dos elementos utilizados

A Figura 23 apresenta o modelo em elementos finitos da ponte mista em perspectiva, enquanto as Figuras 24 e 25 apresentam, respectivamente, as vistas frontal e superior.

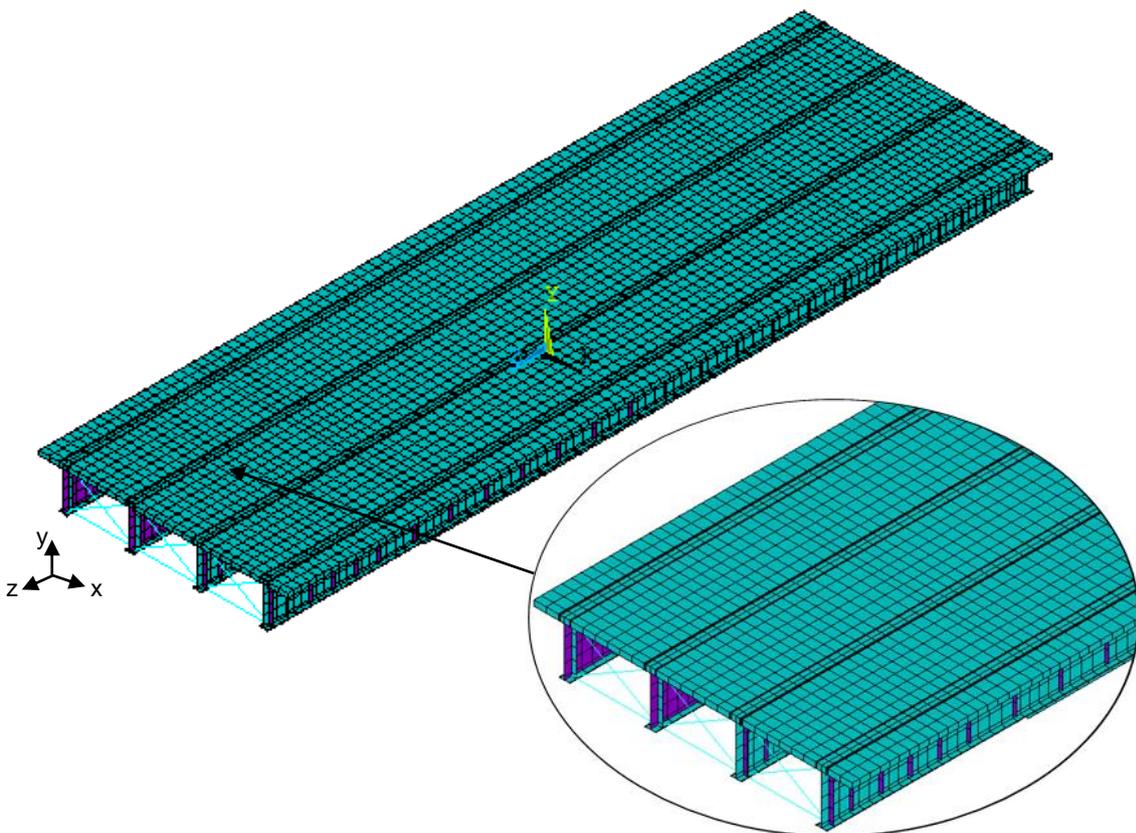


Figura 23 - Modelo em elementos finitos: perspectiva (ANSYS, 2010)

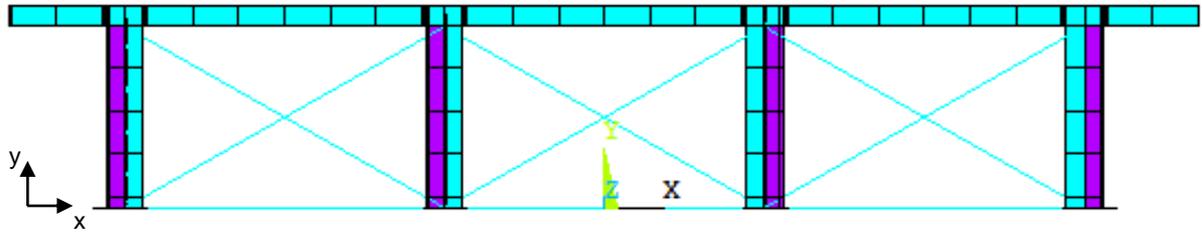


Figura 24 - Modelo em elementos finitos: vista frontal (ANSYS, 2010)

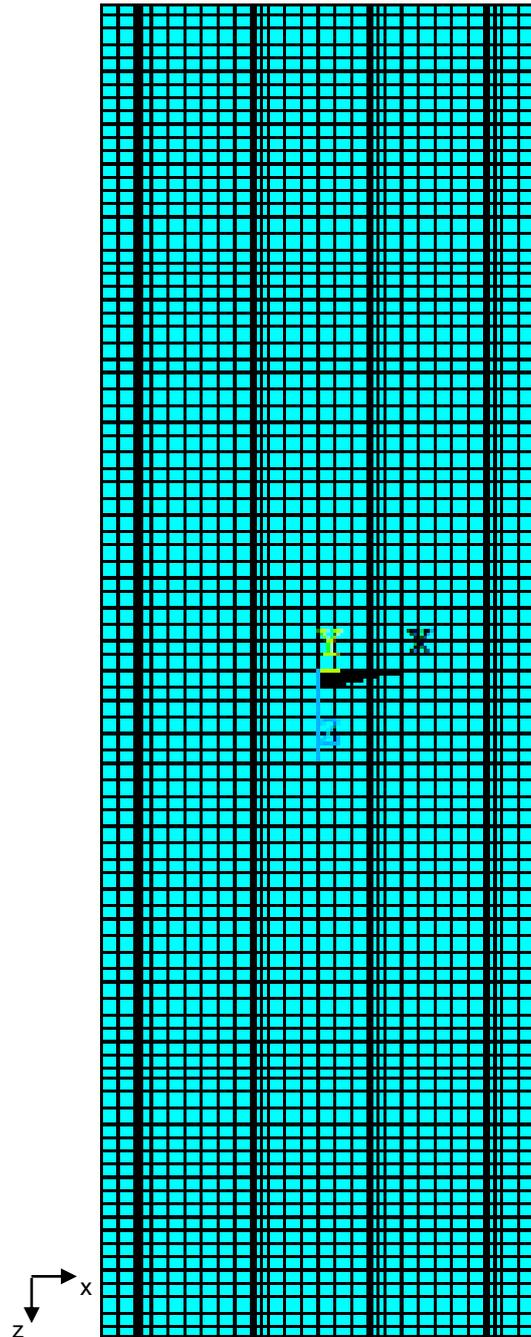


Figura 25 - Modelo em elementos finitos: vista superior (ANSYS, 2010)

A Figura 26 ilustra o elemento finito sólido tipo SOLID45, da biblioteca de elementos finitos do ANSYS (2010), que possui oito nós e três graus de liberdade por nó e foi utilizado para modelagem da laje de concreto do tabuleiro.

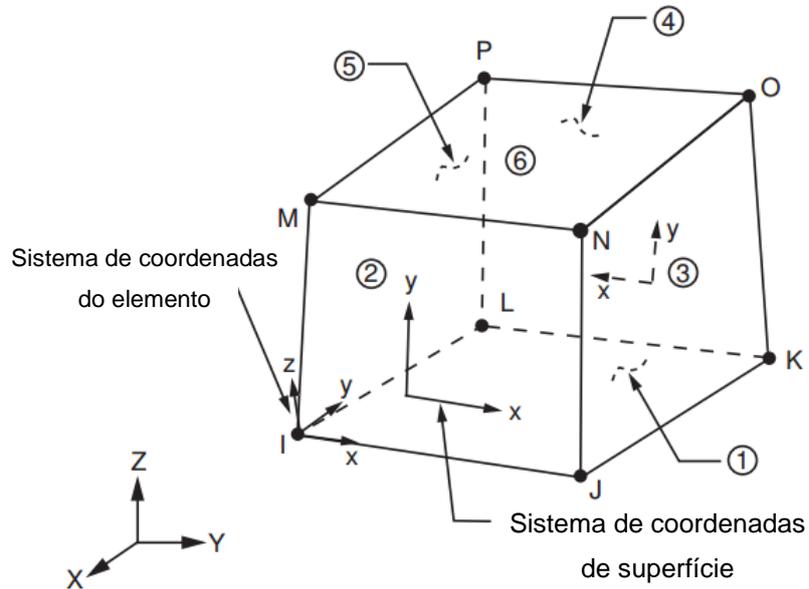


Figura 26 - Elemento sólido: SOLID45 (ANSYS, 2010)

As almas e mesas dos perfis metálicos, assim como os enrijecedores, são modeladas com elementos finitos de casca do tipo SHELL63, que possuem quatro nós e seis graus de liberdade por nó, conforme apresenta a Figura 27.

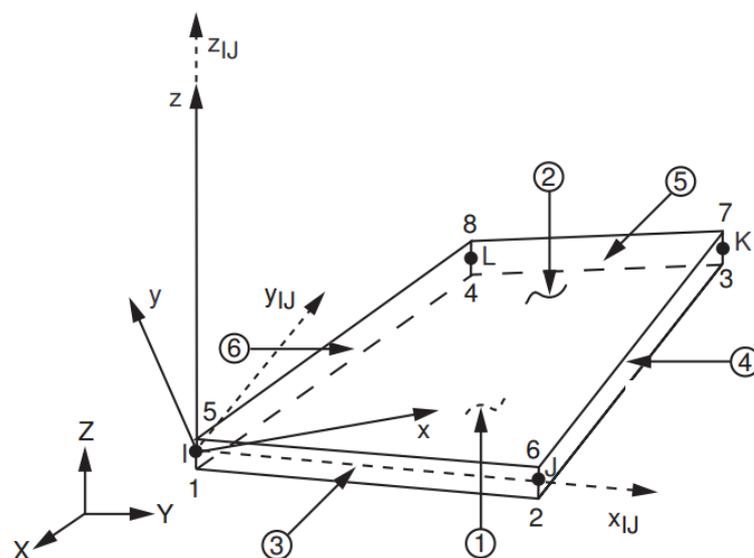


Figura 27 - Elemento de casca: SHELL63 (ANSYS, 2010)

Tendo em mente a concepção do modelo em elementos finitos da ponte rodoviária mista (aço-concreto) investigada, e objetivando a idealização do comportamento da estrutura real, hipóteses simplificadoras são adotadas. Assim sendo, para o desenvolvimento do modelo numérico-computacional da obra de arte são adotadas as seguintes hipóteses simplificadoras:

- a) Regime de pequenas deformações e deslocamentos;
- b) Material homogêneo, isotrópico e elástico;
- c) Seções transversais planas permanecem planas após deformação;
- d) Modelo de massa consistente com a massa distribuída ao longo dos elementos;
- e) Forças de amortecimento representadas com base no uso de amortecimento viscoso;
- f) Amortecimento estrutural obtido através do emprego de formulações analíticas simplificadas (Modelo de Rayleigh);
- g) Ligações estruturais viga-viga consideradas como sendo do tipo rígidas;
- h) Interação completa entre a laje de concreto e as vigas de aço;
- i) Pilares considerados como apoios do primeiro e segundo gêneros.

5.3 Modelagem do amortecimento estrutural

Por definição, amortecimento é o processo pelo qual a energia proveniente do movimento vibratório é dissipada. Entretanto, muitas das interações entre as peças estruturais, onde ocorre a maior parte da dissipação de energia, não é modelada. Além disso, 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.

Diante desses fatores depreende-se que a determinação do amortecimento estrutural em pontes rodoviárias é uma tarefa complexa que não pode ser determinada analiticamente. Para avaliar corretamente o amortecimento de uma estrutura seria necessário realizar ensaios experimentais. Porém, a realização desses ensaios além de requer muito tempo, apresenta custos elevados. Por essa

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 à Lord Rayleigh (CLOUGH; 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 (1).

$$C = \alpha M + \beta K \quad (1)$$

Onde:

M: Matriz de massa;

K: Matriz de rigidez.

A Equação (1) pode ser reescrita, em termos de taxa de amortecimento modal e frequência natural circular (rad/s), como:

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

Onde:

ξ_i : Taxa de amortecimento do modo i;

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

Isolando α e β da Equação (2) para duas frequências naturais mais importantes, obtêm-se as Equações (3) e (4).

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \beta\omega_{01}^2 \quad (3)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}^2 - \omega_{01}^2} \quad (4)$$

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, foi adotado um coeficiente de amortecimento no valor de 3% ($\xi = 3\%$) para todos os modos. A Tabela 7 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
2,98	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.

5.4 Modelo das irregularidades de pista

As irregularidades do pavimento podem ser provenientes do processo construtivo ou posterior a este conforme mencionado anteriormente, todavia, 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), Leitão (2009), Leitão (2014), Zhang e Cai (2013) e Alencar (2018).

A distribuição do perfil irregular do pavimento é considerada segundo modelo randômico com base na densidade espectral do pavimento. 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. 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 (5).

$$v_b(x) = \sum_{i=1}^N v_{bi} \cos [\omega_i x - \varphi_i] \quad (5)$$

Onde:

v_{bi} : Amplitude real da parte harmônica;

ω_i : Frequência do harmônico i ;

φ_i : Ângulo de fase do harmônico i determinado;

N : Número de harmônicos.

A amplitude da parte harmônica das irregularidades, v_{bi} , e a densidade espectral das irregularidades, $\Phi_{v_b v_b}(\omega_i)$, são definidas, respectivamente, pelas Equações (6) e (7), a seguir.

$$v_{bi} = \sqrt{2\Delta\omega\Phi_{v_b v_b}(\omega_i)} \quad (6)$$

$$\Phi_{v_b v_b}(\omega) = \Phi(\omega_0) \left[\frac{\omega}{\omega_0} \right]^{-w} \quad (7)$$

Onde:

$\Phi_{v_b v_b}(\omega_i)$: Densidade espectral das irregularidades;

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

w : Representa a ondulabilidade da pista, igual a 2, de acordo com Silva (1996).

Um aspecto interessante referente à modelagem das irregularidades de um pavimento é que para se determinar a densidade espectral das mesmas, $\Phi_{V_b V_b}(\omega_i)$, faz-se necessária a determinação de um coeficiente de amplitude, $\Phi(\omega_0)$.

Esse 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 , $\Phi(\omega_0)$ de acordo com Eurocode 1 (2003)

Qualidade do pavimento	Limite inferior	Valor médio	Limite superior
Excelente	0,5	1	< 2
Boa	2	4	< 8
Média	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).

5.5 Modelo de deterioração progressiva do pavimento

A fim de considerar as irregularidades da superfície da estrada devido a cargas ou corrosões ao longo do tempo, um modelo de deterioração progressiva da rugosidade da via é necessário. Paterson e Attoh-Okine (1992) desenvolveram um modelo desse tipo considerando o Índice de Rugosidade (IRI), definido no item 2.4.1, com o objetivo de calcular o valor de IRI para qualquer momento após o início de utilização da via e, então, propuseram a Equação (8).

$$IRI_t = 1,04e^{\eta t} IRI_0 + 263 (1 + SNC)^{-5} (CESAL)_t \quad (8)$$

Onde:

IRI_t : Valor de IRI no tempo t ;

IRI_0 : Valor inicial da rugosidade diretamente após a conclusão da construção e antes de abrir o tráfego, tomado como 0,90 m/km, de acordo com Alencar (2018);

t : Tempo em anos;

η : Coeficiente ambiental que varia de 0,01 a 0,7 e depende das condições de umidade e da ocorrência de gelo/degelo. Usualmente é adotado igual a 0,1 para pontes expostas a condições ambientais generalizadas;

SNC : Parâmetro estrutural, calculado a partir de dados sobre a força e espessura de cada camada no pavimento, aqui adotado igual a 4;

$(CESAL)_t$: Valor estimado do número de tráfego em termos carga de eixo padrão equivalente (ESAL), no tempo t em milhões, calculado pela Equação (9).

$$(CESAL)_t = f_d n_{tr}(t) F_{Ei} 10^{-6} \quad (9)$$

Onde:

f_d : Percentual de utilização do tráfego na faixa;

$n_{tr}(t)$: Estimativa de tráfego acumulado para o ano t calculado pela Equação (10) proposta por Kwon e Frangopol (2010);

F_{Ei} : Fator de equivalência de carga. Para o cálculo deste fator, precisa-se de informações de características do pavimento e do carregamento axial do eixo do veículo base. Em posse de todas as informações o mesmo pode ser calculado segundo Apêndice D do AASHTO (1993).

$$n_{tr}(t) = N_{obs} \left[\frac{(1 + \alpha)^t - 1}{\ln(1 + \alpha)} \right] \quad (10)$$

Onde:

N_{obs} : Número de veículos por ano de acordo com a categoria de tráfego. De acordo com o Eurocode 1 (2003), foi adotada categoria de tráfego 2, fluxo mediano, N_{obs} igual a 50000 por ano;

α : Aumento do tráfego anual em %. Três cenários de aumento de tráfego foram adotados neste estudo: 0%, 3% e 5%.

Assim sendo, utilizando a Equação (11) proposta por Zhang e Cai (2013) que correlaciona o coeficiente de rugosidade RRC ao índice de rugosidade IRI_t , calcula-se o coeficiente de amplitude usado na Equação (7), não mais tabelado como apresentado na Tabela 8, mas variando no tempo, $\Phi(\omega_0)_t$.

$$RRC_t = \Phi(\omega_0)_t = 6,1972 \times 10^{-9} \times \exp[IRI_t / 0,42808] + 2 \times 10^{-6} \quad (11)$$

O coeficiente de rugosidade, RRC, definido no item 2.4.2 deste trabalho, classifica as condições irregularidades da pista como sendo do tipo excelente, boa, média, ruim e muito ruim e os intervalos relativos a este coeficiente estão apresentados na Tabela 2 (ver item 2.4.2).

Conforme mencionado, adota-se para as irregularidades aleatórias uma distribuição normal e um processo randômico de segunda ordem. Objetivando ilustrar a forma e a amplitude das irregularidades, apresenta-se na Figura 30 o perfil de irregularidade gerado com base no modelo matemático para pista com $\alpha = 0\%$, para $t = 0$, ou seja, sem deterioração do pavimento, com velocidade de 40 km/h. As Figuras 31, 32 e 33 apresentam os perfis de irregularidade gerados para $\alpha = 0\%$, após 5, 10 e 15 anos de deterioração, respectivamente, para velocidade de 40 km/h.

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. Assim sendo, as forças dinâmicas oriundas do pavimento irregular são geradas com base na interação dos veículos com os perfis de irregularidades não determinísticos, ilustrados genericamente nas Figuras 30 a 33. Analisando-se os gráficos, é possível notar que as amplitudes das irregularidades aumentam muito ao longo do tempo e atingem um valor 16 vezes maior após 15 anos, em relação à condição inicial. Esse incremento no valor das

amplitudes demonstra a importância de se avaliar a deterioração do pavimento de forma progressiva ao longo do tempo.

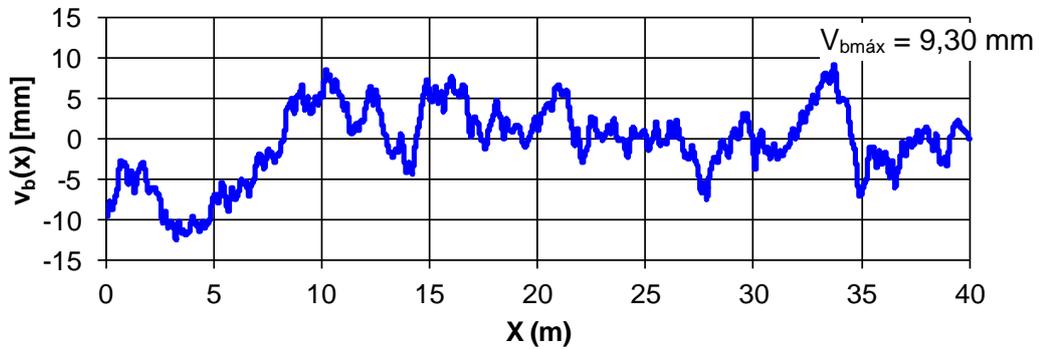


Figura 30 - Amostra de irregularidade: $\alpha = 0\%$ [sem deterioração ($t = 0$)]

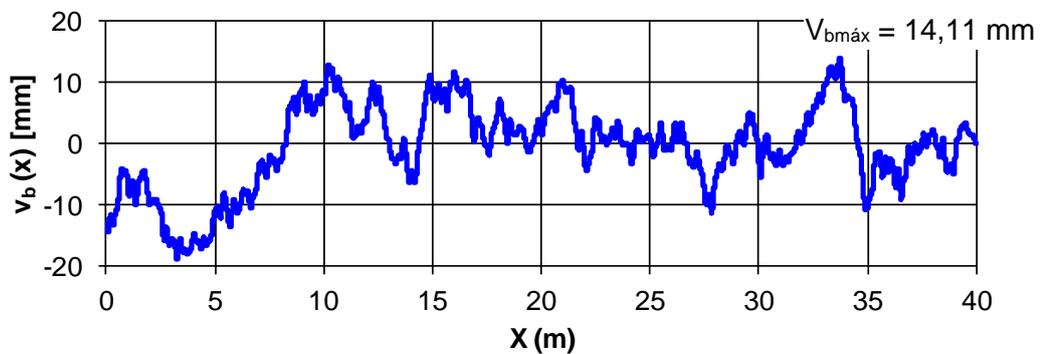


Figura 31 - Amostra de irregularidade: $\alpha = 0\%$ ($t = 5$ anos)

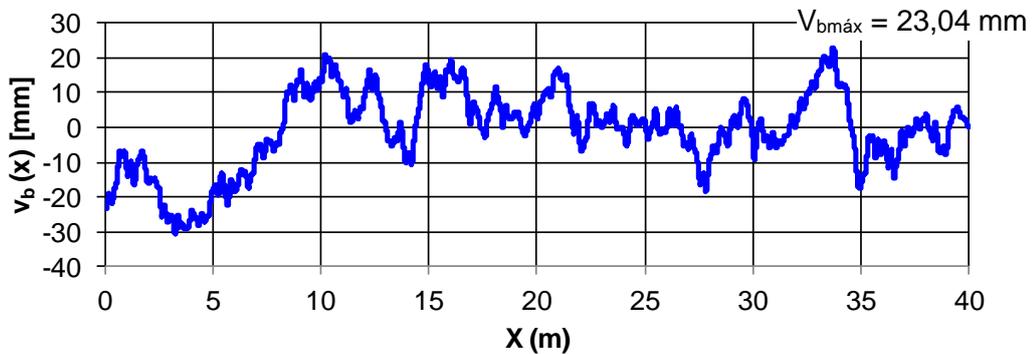


Figura 32 - Amostra de irregularidade: $\alpha = 0\%$ ($t = 10$ anos)

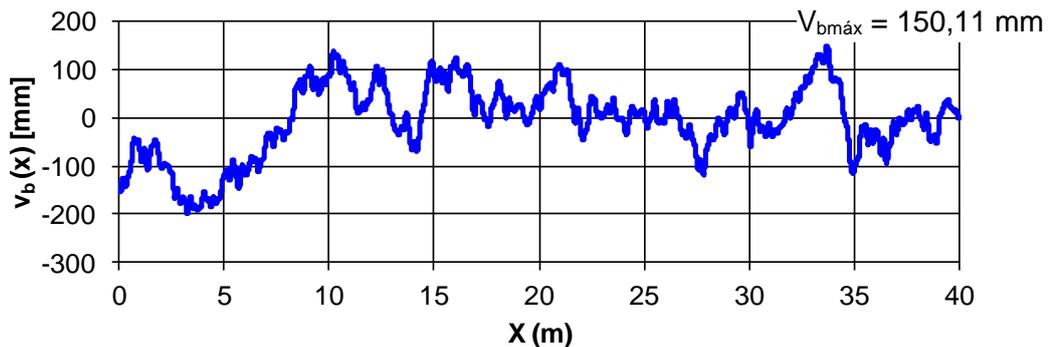


Figura 33 - Amostra de irregularidade: $\alpha = 0\%$ ($t = 15$ anos)

A Figura 34 apresenta um fluxograma para o modelo de deterioração progressiva do pavimento, utilizado no presente trabalho, indicando as equações empregadas e a ordem de aplicação das mesmas.

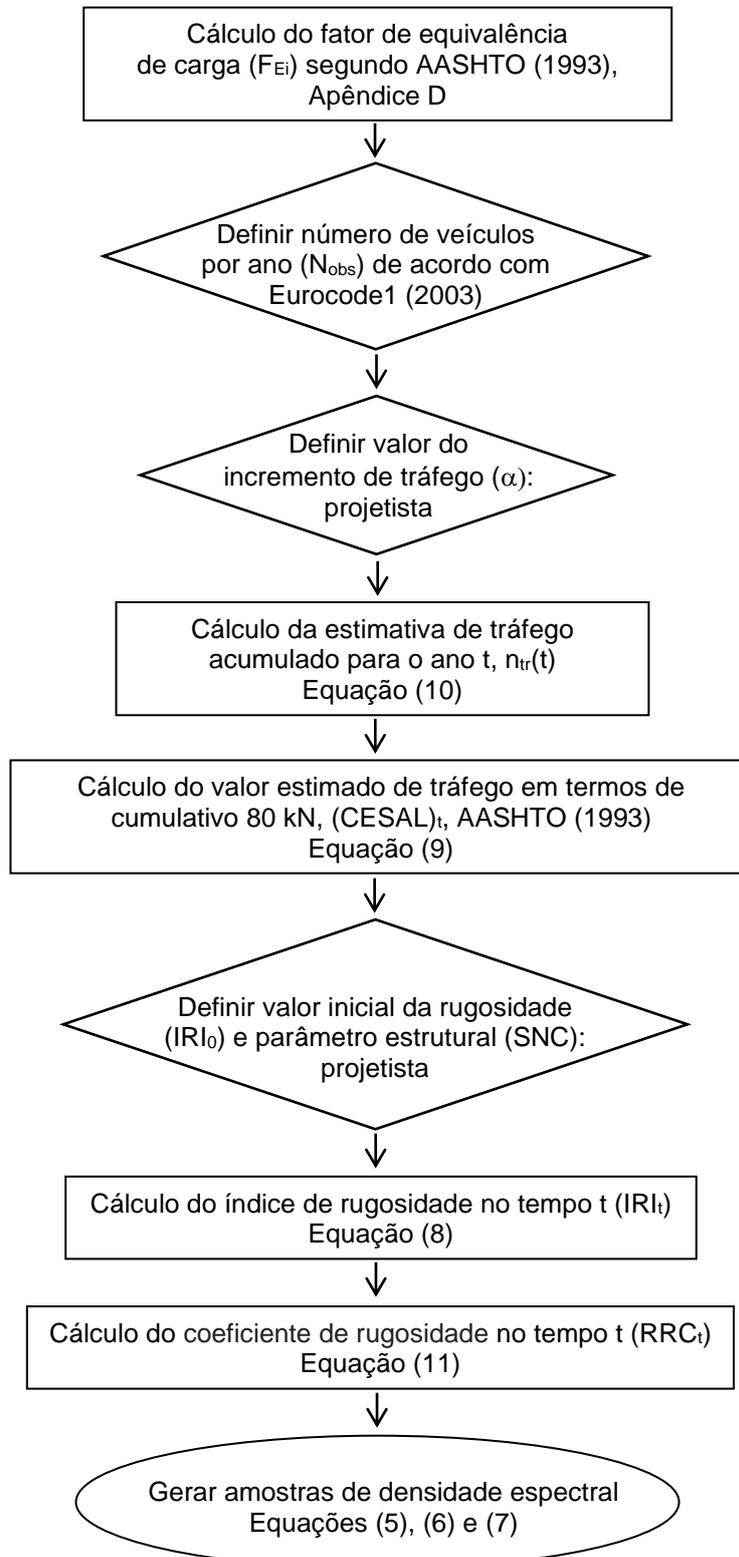


Figura 34 - Fluxograma do modelo de deterioração progressiva do pavimento

5.6 Modelagem da ação dinâmica dos veículos

As ações dinâmicas advindas da interação existente entre os veículos do comboio e o tabuleiro da ponte são aplicadas sobre o modelo numérico computacional como sendo forças dinâmicas variáveis ao longo do tempo. A aplicação dessas forças dinâmicas correspondentes aos eixos dos diversos veículos é feita, ao longo do tempo, de acordo com a velocidade dos veículos e espaçamento entre os mesmos. Essas cargas dinâmicas provenientes dos pneus dos veículos são aplicadas sobre os nós dos elementos finitos sólidos representativos da laje de concreto.

O programa computacional ANSYS (2010) permite que sejam feitas análises transientes e possibilita, portanto, a obtenção dos valores de deslocamentos, esforços e tensões ao longo do tempo. Nesse contexto, existem alguns aspectos relevantes no que tange à simulação numérica do tráfego de veículos sobre a estrutura da ponte que serão apresentados a seguir.

Para simular a travessia dos comboios de veículos, considerando-se a interação veículo e ponte, é utilizada uma estratégia de modelagem que se inicia com a identificação dos nós onde serão aplicadas as cargas associadas aos pneus dos veículos, ou seja, as faixas onde ocorre o tráfego, como ilustrado na Figura 35, que ilustra o caso para comboio na faixa central.

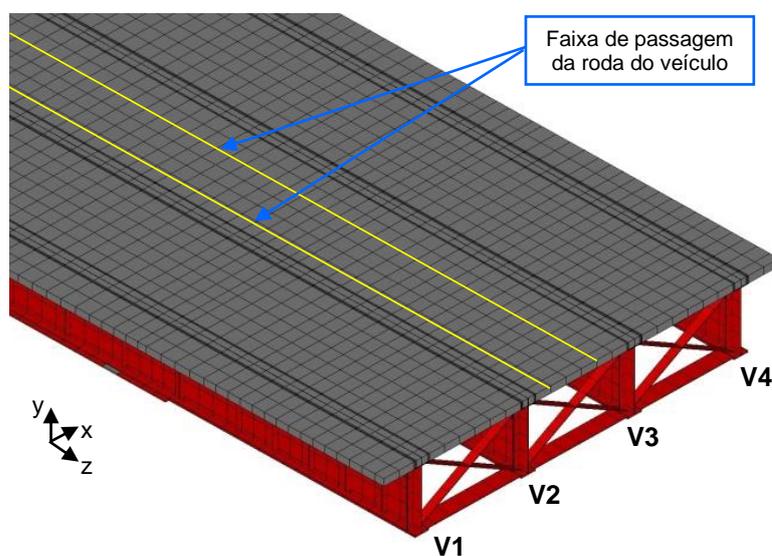


Figura 35 - Identificação da faixa de passagem da roda do veículo

A complexidade do modelo estrutural investigado faz com que a identificação desses nós não seja uma tarefa simples. A malha precisa ser dividida em pequenas áreas para que se atinja uma acoplamento satisfatória dos nós do modelo numérico-computacional proporcionando, conseqüentemente, uma correta interação entre todos os elementos. Essa divisão impossibilita a utilização de nós aleatoriamente, portanto, é feita a identificação das coordenadas de cada nó para assim determinar se eles se encontram no local desejado ou na coordenada mais próxima possível dentro da mesma faixa de passagem prevista para uma roda de um dado veículo.

Como os elementos da malha têm seu tamanho em torno de 0,50 m, os nós utilizados para a simulação da passagem dos comboios distam-se entre si de 0,50 m, em um total de 81 nós por faixa de passagem. A Figura 36 ilustra, de maneira genérica, dois veículos a fim de exemplificar a metodologia de passagem dos comboios na faixa central da ponte.

Convém ressaltar que as dimensões dos veículos foram ilustradas, anteriormente, na Figura 20, e que as características dinâmicas do veículo (k_{vd} , k_{pd} , c_{vd} , c_{pd} e m_{pd}) foram apresentadas na Tabela 6 (ver item 4.4.1). As especificações quanto ao espaçamento entre os veículos e ao posicionamento do comboio na estrutura serão abordadas no Capítulo 8.

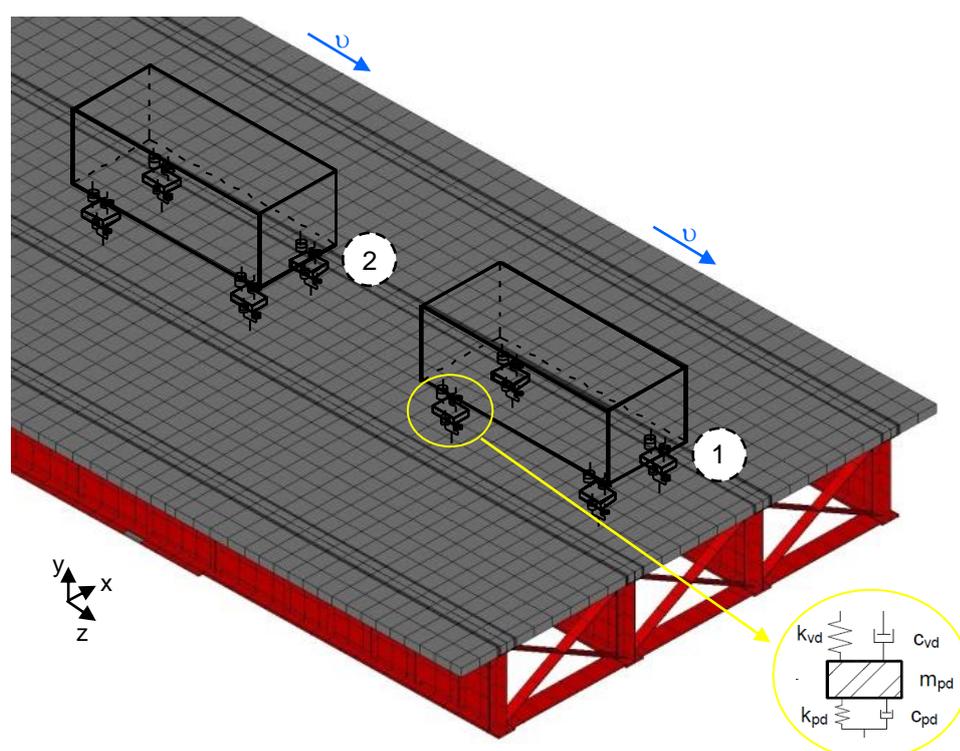


Figura 36 - Representação genérica da passagem do comboio sobre a estrutura

Em cada par de nós identificado no modelo numérico, conforme a Figura 35, são aplicadas cargas referentes a uma respectiva tabela. Essas tabelas funcionam como vetores de cargas ao longo do tempo, simulando, assim, a passagem dos veículos sobre a ponte, de acordo com a metodologia de análise utilizada.

Deve-se ressaltar, ainda, que no instante em que os pneus de cada veículo estão sobre um determinado grupo de nós genéricos do modelo numérico computacional, o mesmo encontra-se sobre efeito dessas cargas dinâmicas. No entanto, nos instantes em que os pneus de um mesmo veículo estão em outro trecho da ponte, obviamente, não há carga alguma sobre o referido nó.

É importante mencionar, também, que os valores de carga existentes nas tabelas podem ser provenientes do efeito da mobilidade da carga (efeito do peso), da interação existente com as irregularidades da pista, ou mesmo a partir da superposição de ambos. Nesta investigação é considerada a superposição do efeito do peso com as irregularidades de pista.

Os valores das cargas referentes à interação dos pneus dos veículos com as irregularidades do pavimento, são obtidas através da implementação computacional GDYNABT, Silva (1996). Dessa forma, o sistema veículo-ponte, totalmente integrado, considerando a interação total do veículo com a irregularidade e a estrutura, pode ser simulado.

6 ANÁLISE ESTRUTURAL ESTÁTICA DA PONTE

6.1 Introdução

Neste capítulo realiza-se a análise estática do modelo estrutural em estudo. Os resultados obtidos na análise estática são apresentados em termos de deslocamentos e tensões, e é feita a verificação para identificar se eles estão em conformidade com os limites máximos estabelecidos por norma. Convém ressaltar que os carregamentos são investigados, inicialmente, sem considerar o coeficiente de impacto previsto pela NBR 7188 (2013), e em seguida, o coeficiente será incluído.

6.2 Carregamentos adotados

6.2.1 Cargas permanentes

No que diz respeito às cargas permanentes, a NBR 7187 (2003) estabelece que devem ser considerados o peso dos elementos estruturais e não-estruturais. No caso do modelo estrutural analisado, têm-se o peso próprio das lajes e vigas, o peso de pavimentação e o peso do guarda-rodas.

O peso próprio das lajes e vigas é calculado automaticamente pelo programa ANSYS (2010), em função do volume e da massa específica dos elementos do modelo estrutural. Em contrapartida, as demais cargas devem ser calculadas e inseridas no programa manualmente.

Em relação à pavimentação, é considerada a espessura média de 12,5 cm de CBUQ com peso específico de 18 kN/m³. O guarda-rodas, por sua vez, é de concreto armado. É considerada área de aproximadamente 0,23 m² e peso específico de 25 kN/m³, situados ao longo das extremidades laterais da ponte.

6.2.2 Cargas móveis

No que tange às cargas móveis, é adotada 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 1,5 m, circundada por uma carga uniformemente distribuída constante de 5 kN/m², conforme previsto na NBR 7188 (2013).

6.3 Definição das cargas móveis para análise estática

As cargas móveis são definidas de acordo com a configuração das Figuras 37, 38 e 39, que representam as definições requeridas pela NBR 7188 (2013). Na Tabela 9, são listadas as características fundamentais para que o dimensionamento da superestrutura seja realizado corretamente. O veículo é posicionado transversalmente na extremidade do tabuleiro, conforme representado na Figura 40, a fim de obter os valores máximos dos esforços estáticos.

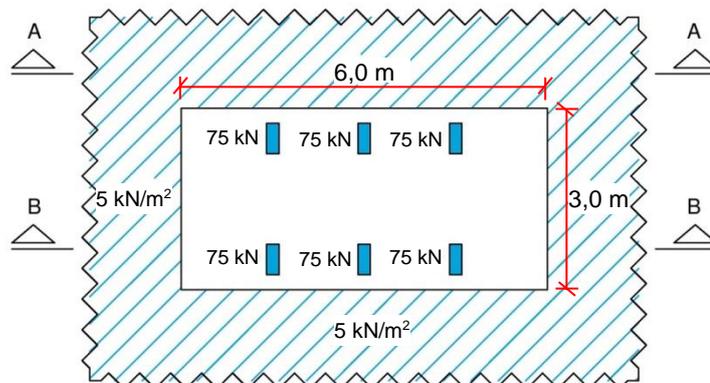


Figura 37 - Disposição das cargas estáticas: planta (NBR 7188, 2013)

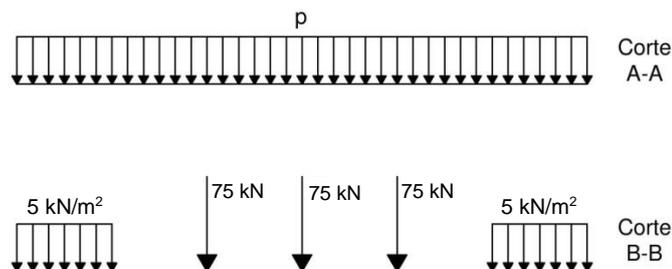


Figura 38 - Disposição das cargas estáticas: cortes (NBR 7188, 2013)

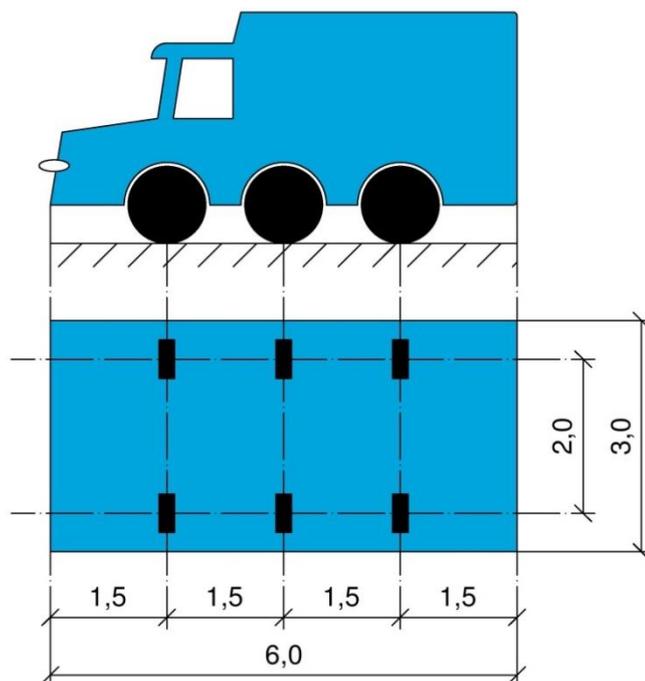


Figura 39 - Veículo-tipo TB-450: cotas em metros (NBR 7188, 2013)

Tabela 9 - Características dos veículos-tipo previstos pela NBR 7188 (2013)

Características dos Veículos	Unidade	TB-450
Peso total do veículo	kN	450
Quantidade de eixos	-	3
Total de rodas	-	6
Peso transferido por cada roda	kN	75
Carga distribuída nas pistas ao redor do veículo	kN/m ²	5
Comprimento total do veículo	m	6
Largura total do veículo	m	3
Distância entre eixos	m	1,5
Distância entre os centros das rodas de cada eixo	m	2

A carga de 75 kN, apresentada anteriormente, é a carga estática concentrada aplicada no nível do pavimento, com valor característico e sem qualquer majoração. De forma análoga, a carga de 5 kN/m² é a carga estática uniformemente distribuída aplicada na superfície das faixas de rolamento que não são ocupadas pelo veículo-tipo (Figura 40).

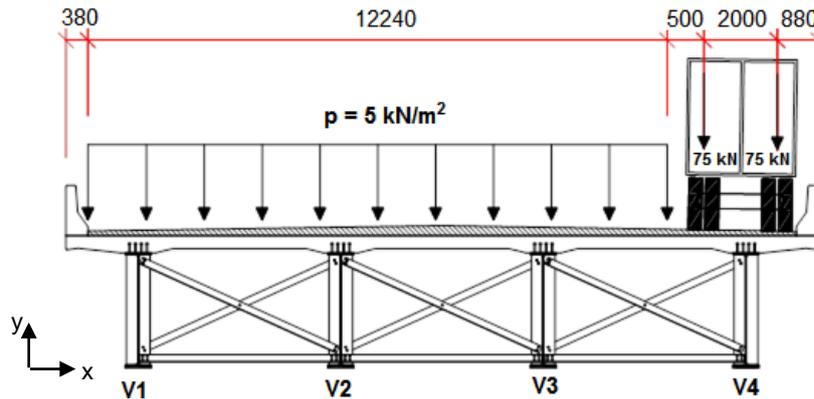


Figura 40 - Seção transversal: veículo-tipo sobre a ponte (cotas em milímetros)

6.4 Coeficientes de amplificação dinâmica (NBR 7188, 2013)

6.4.1 Coeficiente de impacto vertical

As cargas móveis verticais características definidas nas Figuras 37 e 38 devem ser majoradas, para o dimensionamento de todos os elementos estruturais, pelo coeficiente de impacto vertical (CIV), conforme as opções das Equações (12) e (13), onde Liv é o vão da estrutura, expresso em metros.

$$CIV = 1,35, \text{ para vãos menores do que } 10 \text{ m}; \quad (12)$$

$$CIV = 1 + 1,06 (20 / (Liv + 50)), \text{ para vãos entre } 10 \text{ m e } 200 \text{ m}. \quad (13)$$

Para o modelo em questão, calcula-se $CIV = 1,24$, segundo a Equação (13), em que Liv foi tomado igual a 40 m.

6.4.2 Coeficiente de número de faixas

As cargas móveis características, definidas nas Figuras 37 e 38, devem ser ajustadas pelo coeficiente do número de faixas do tabuleiro CNF, de acordo com a

Equação (14), onde n é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo.

$$\text{CNF} = 1 - 0,05 (n - 2) > 0,9 \quad (14)$$

A norma, NBR 7188 (2013), destaca que acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia. Admitindo-se a hipótese da existência de três faixas de tráfego sobre a ponte investigada, tem-se $\text{CNF} = 0,95$. Convém ressaltar que este coeficiente não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais no sentido do tráfego (lajes, transversinas etc.).

6.4.3 Coeficiente de impacto adicional

O coeficiente de impacto adicional, definido nas Equações (15) e (16), é um novo coeficiente de impacto para o cálculo dos esforços devido às cargas móveis, trazido pela norma NBR 7188 (2013). Esse coeficiente é responsável por majorar os esforços devido à existência das juntas estruturais e ressaltos nas extremidades da obra de arte.

$$\text{CIA} = 1,25, \text{ para obras em concreto ou mistas;} \quad (15)$$

$$\text{CIA} = 1,15, \text{ para obras em aço.} \quad (16)$$

De acordo com a NBR 7188 (2013), 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 estudo, por se tratar de uma ponte mista (aço-concreto), utiliza-se $\text{CIA} = 1,25$ para as cargas móveis em toda a extensão da ponte.

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

Conforme proposto na norma NBR 7188 (2013), o coeficiente de ponderação das cargas verticais é o produto entre o coeficiente de impacto vertical, o coeficiente de número de faixas e o coeficiente de impacto adicional. Diante disso, as cargas do veículo tipo TB-450 e a carga móvel distribuída deverão ser majoradas pelo coeficiente de ponderação das cargas verticais, cujo valor está apresentado na Equação (17).

$$CIV \ CNV \ CIA = 1,47 \quad (17)$$

6.5 Resultados da análise estática

As deformadas para cada uma das situações de carregamento definidas anteriormente (cargas permanentes, cargas móveis sem impacto e cargas móveis com impacto) são extraídas e apresentadas nas Figuras 41, 42 e 43; e os respectivos deslocamentos máximos são descritos na Tabela 10.

Tabela 10 - Deslocamentos translacionais verticais máximos

Parcelas de carregamento	Deslocamentos translacionais verticais máximos (mm)
Cargas permanentes	49,90
Cargas móveis (sem impacto)	33,73
Cargas móveis (com impacto)	49,59

A deformação máxima vertical devido às cargas permanentes é igual a 49,90 mm, medida no centro do tabuleiro, conforme ilustrado na Figura 41. Quanto às situações de cargas móveis sem impacto e com impacto, as deformações máximas verticais são respectivamente 33,73 mm e 49,59 mm, medidas na extremidade do tabuleiro, conforme ilustrado nas Figuras 42 e 43. A Tabela 11 apresenta os valores obtidos de deslocamento para os pontos de interesse (vão central e mesa inferior da viga V4).

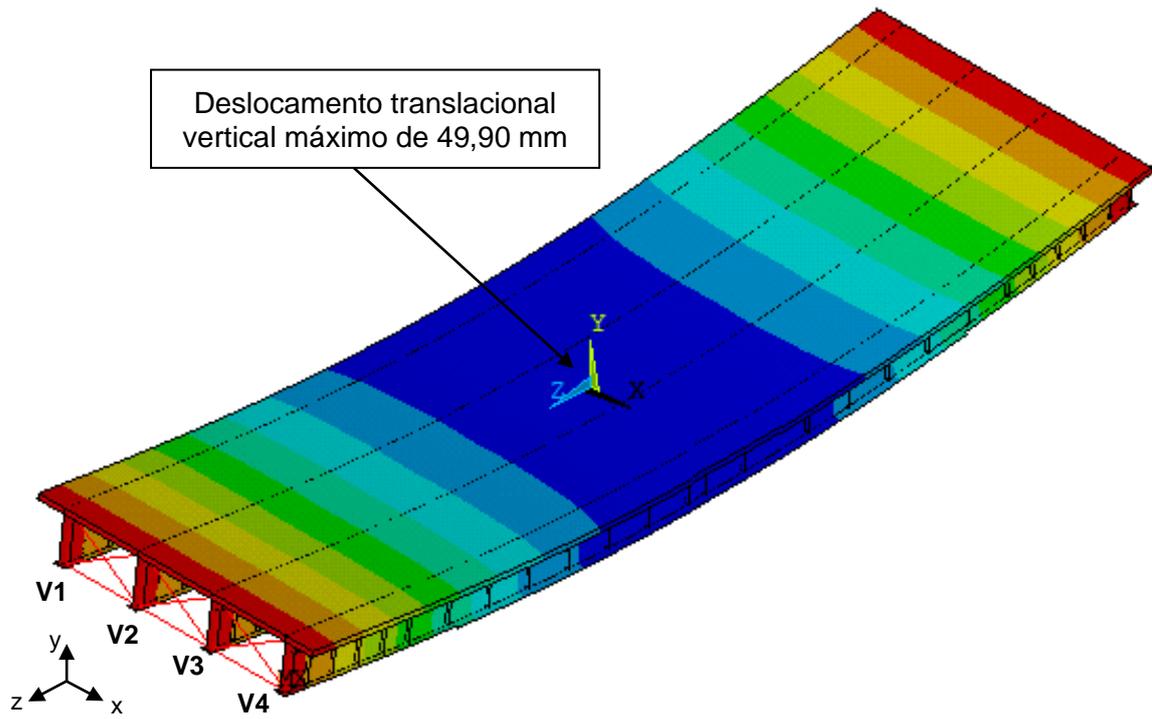


Figura 41 - Deformada para carregamento permanente (ANSYS, 2010)

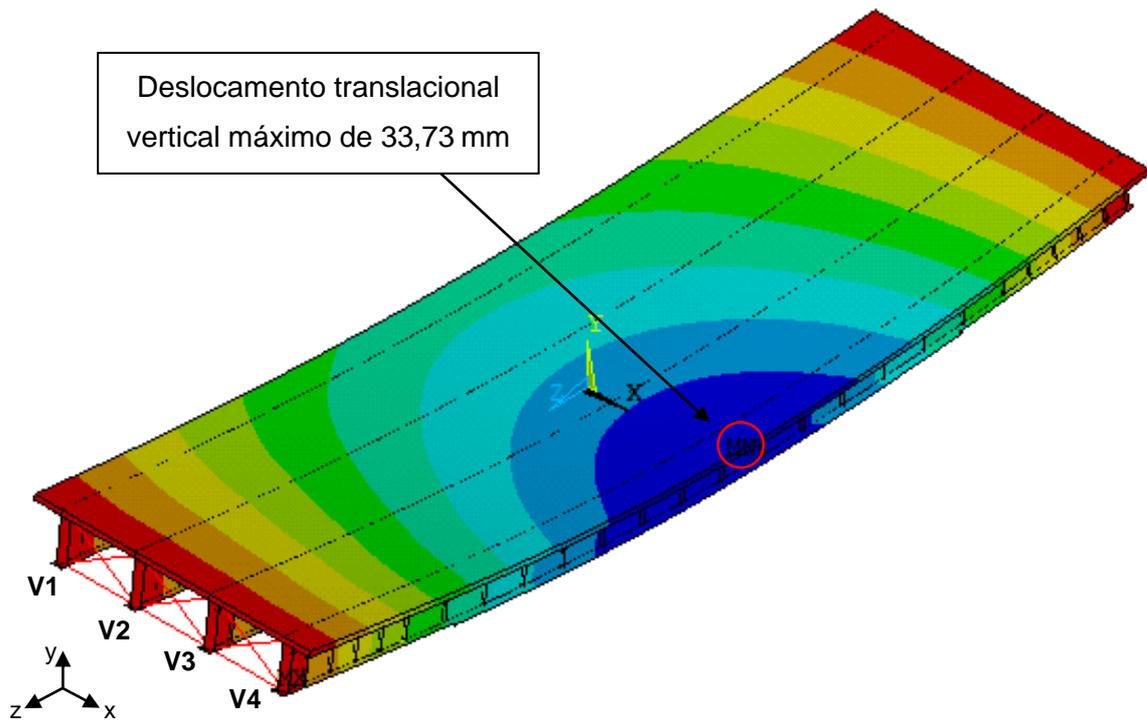


Figura 42 - Deformada para carregamento móvel sem impacto (ANSYS, 2010)

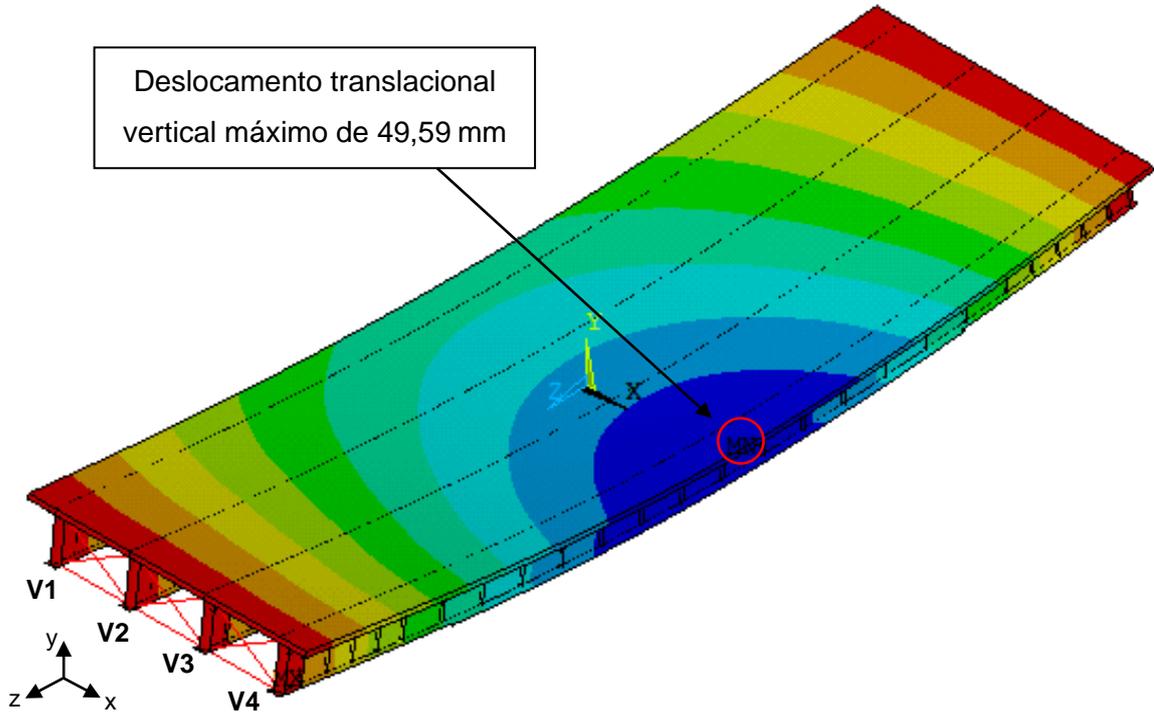


Figura 43 - Deformada para carregamento móvel com impacto (ANSYS, 2010)

Tabela 11 - Deslocamentos translacionais verticais nos pontos de interesse

Parcelas de carregamento	Deslocamentos translacionais verticais (mm)	
	Nó Central	Mesa inferior da viga V4
Cargas permanentes	49,90	49,24
Cargas móveis (sem impacto)	27,01	32,73
Cargas móveis (com impacto)	39,70	48,12

Em termos de tensões, as Figuras 44, 45 e 46 apresentam a distribuição das tensões normais nas vigas de aço, para cada uma das parcelas de carregamento definidas (cargas permanentes, cargas móveis sem impacto e cargas móveis com impacto). A Tabela 12 apresenta os valores obtidos de tensão para mesa inferior da viga V4.

Tabela 12 - Tensões atuantes no ponto de interesse

Parcelas de carregamento	Tensões normais (MPa)
	Mesa inferior da viga V4
Cargas permanentes	83,52
Cargas móveis (sem impacto)	59,71
Cargas móveis (com impacto)	87,77

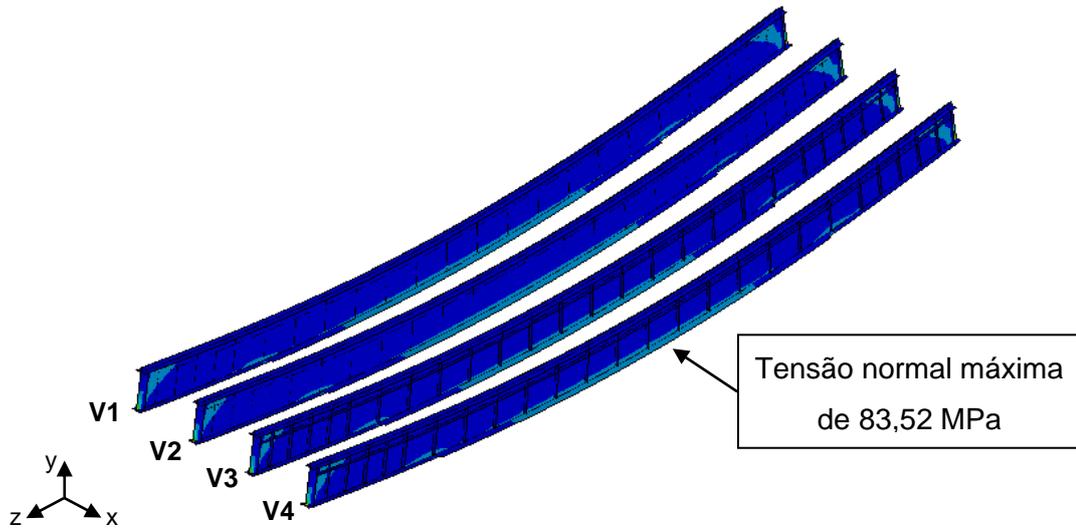


Figura 44 - Distribuição de tensão: carga permanente (ANSYS, 2010)

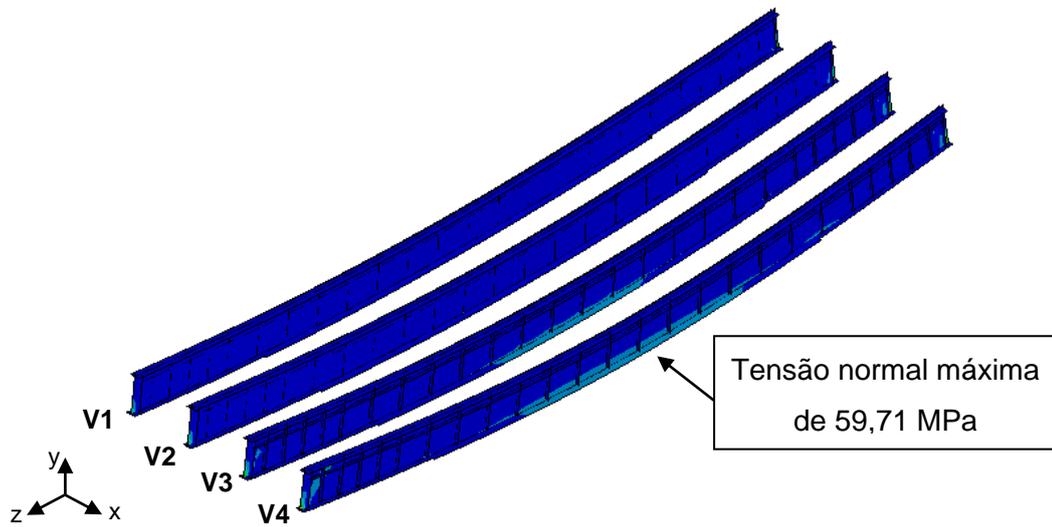


Figura 45 - Distribuição de tensão: carga móvel sem impacto (ANSYS, 2010)

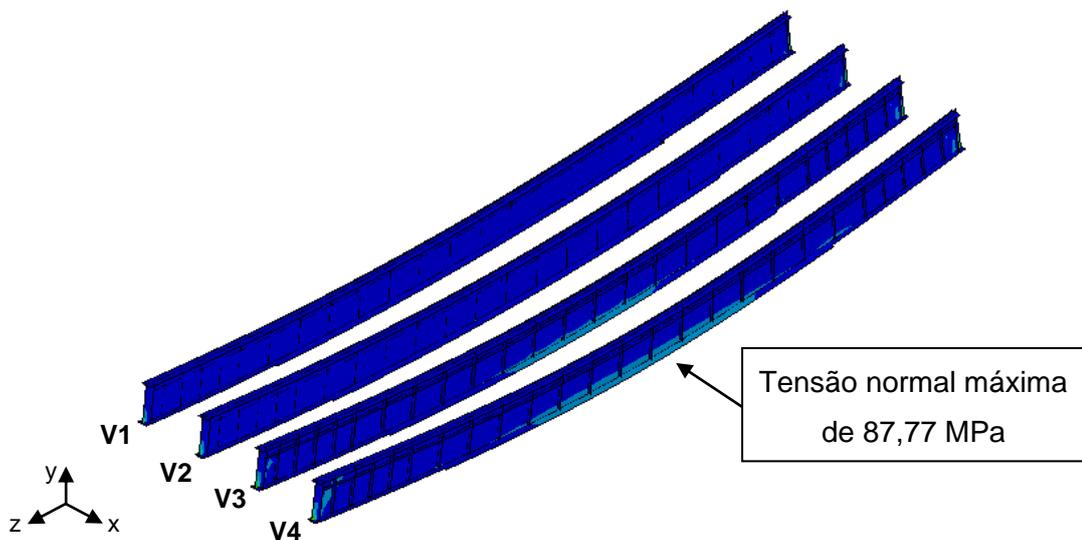


Figura 46 - Distribuição de tensão: carga móvel com impacto (ANSYS, 2010)

De acordo com a NBR 8800 (2008), o deslocamento máximo vertical deve ser igual a $L/800$, onde L é o comprimento da ponte. Nesse caso, para $L = 40$ m, o deslocamento máximo é de 50 mm, que é atendido na ponte em estudo. No que diz respeito às tensões, convém evidenciar que os valores das tensões máximas obtidas se encontram abaixo do limite de escoamento do aço utilizado (Tabela 5).

7 ANÁLISE MODAL: AUTOVALORES E AUTOVETORES

7.1 Introdução

Com base na simulação numérica realizada, são obtidas as frequências naturais e os modos de vibração da ponte rodoviária mista (aço-concreto) investigada. Neste capítulo são apresentadas as seis primeiras frequências naturais da ponte em estudo e seus respectivos modos de vibração, através da aplicação do programa computacional ANSYS (2010).

7.2 Formulação matemática

A análise modal está associada ao problema da vibração livre não amortecida, e pode ser expressa pela Equação (18), cuja solução trivial é uma função do tempo (t) e possui a forma apresentada na Equação (19).

$$[M] \{\ddot{u}\} + [K] \{u\} = \{0\} \quad (18)$$

$$\{u\} = \{U\} \text{sen}(\omega t + \theta) \quad (19)$$

Onde:

[M]: Massa (kg);

{ \ddot{u} }: Aceleração (m^2/s);

[K]: Rigidez (N/m);

{u}: Deslocamento (m);

{U}: Amplitude da função modal senoidal (m);

ω : Frequência angular (rad/s);

θ : Ângulo de fase (rad).

A Equação (19) para ser resolvida recai em um problema de autovalores e autovetores, onde cada autovalor corresponde a uma frequência natural da estrutura, e o respectivo autovetor representa o modo de vibração correspondente à frequência em questão.

7.3 Análise das frequências naturais e modos de vibração

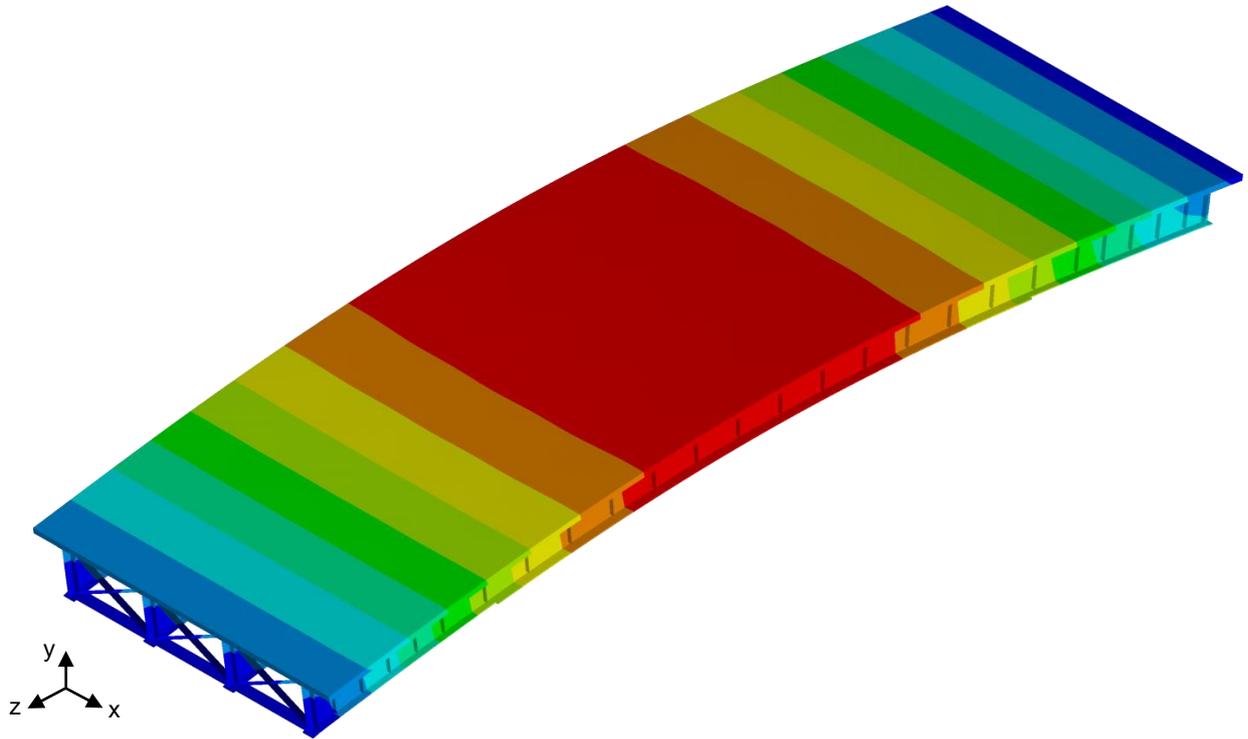
A Tabela 13 apresenta as seis primeiras frequências naturais da estrutura e nas Figuras 47 a 52 os seis primeiros modos de vibração são ilustrados. A Tabela 14 apresenta um comparativo entre o valor da frequência fundamental (f_{01}) da ponte estudada, de acordo com a presente metodologia de análise, com os valores calculados com base no emprego de outras estratégias de análise, como Silva (1996) e Murray et al. (2003). Por meio desse comparativo, é possível perceber que os resultados praticamente coincidem. Portanto, há um bom indicativo de coerência no que diz respeito ao modelo numérico-computacional.

Tabela 13 - Panorama geral da análise modal (ANSYS, 2010)

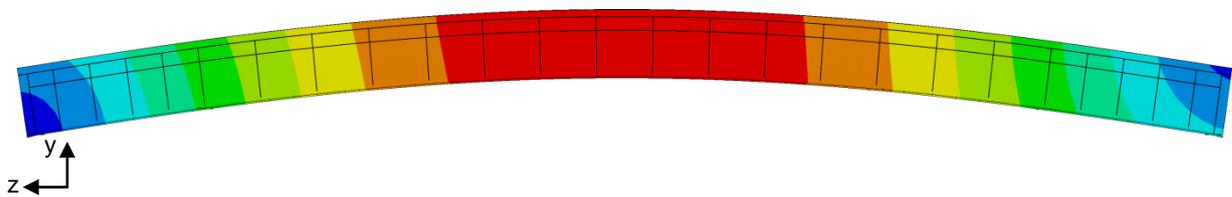
Modo de Vibração	Frequência Natural	Solicitação
1° Modo de Vibração	$f_{01} = 2,98$ Hz	Flexão longitudinal
2° Modo de Vibração	$f_{02} = 3,67$ Hz	Torção axial
3° Modo de Vibração	$f_{03} = 6,28$ Hz	Flexão lateral das vigas
4° Modo de Vibração	$f_{04} = 9,67$ Hz	Flexão longitudinal
5° Modo de Vibração	$f_{05} = 10,85$ Hz	Flexão transversal e torção
6° Modo de Vibração	$f_{06} = 11,83$ Hz	Flexão lateral das vigas

Tabela 14 - Frequência fundamental: comparação entre diferentes metodologias

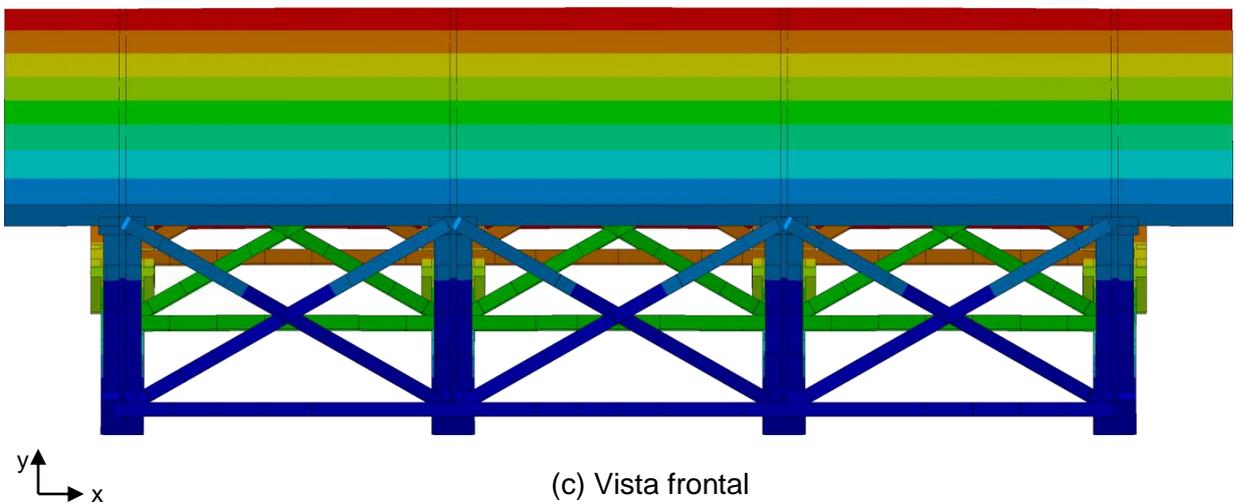
ANSYS (2010) f_{01} (Hz)	GDYNABT Silva (1996) f_{01} (Hz)	AISC Murray et al. (2003) f_{01} (Hz)
2,98	2,88	2,90



(a) Perspectiva

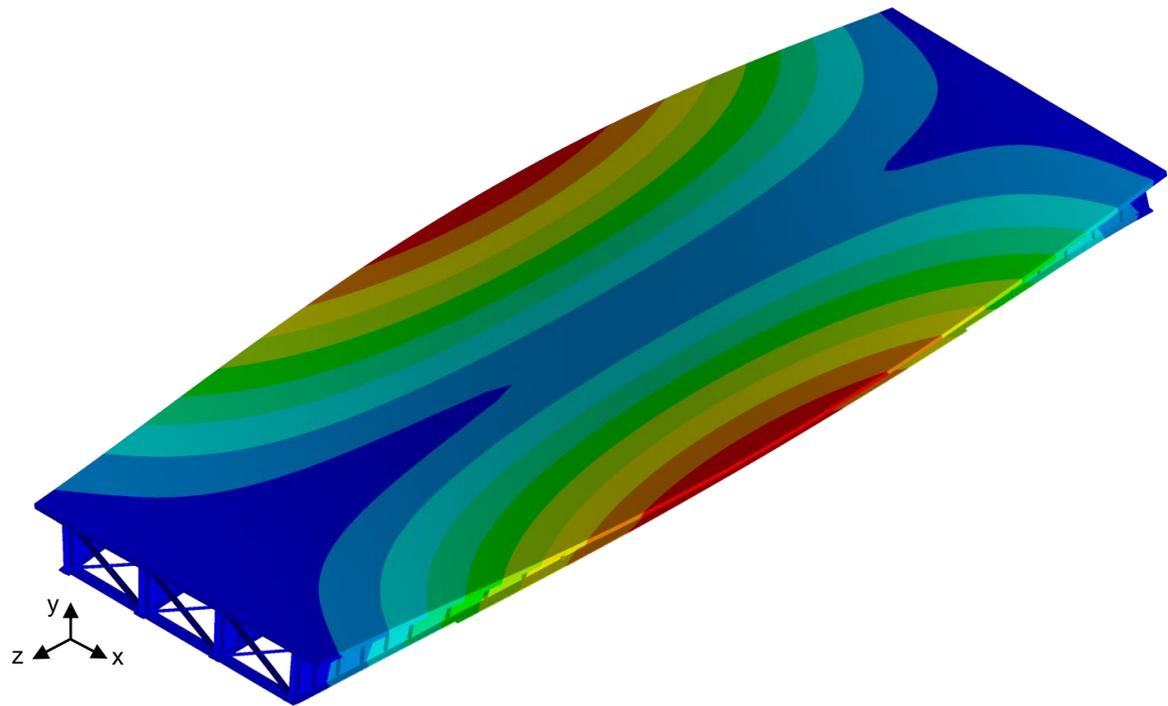


(b) Vista longitudinal

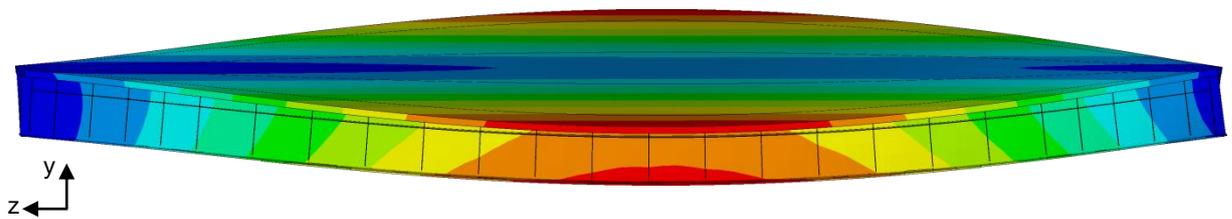


(c) Vista frontal

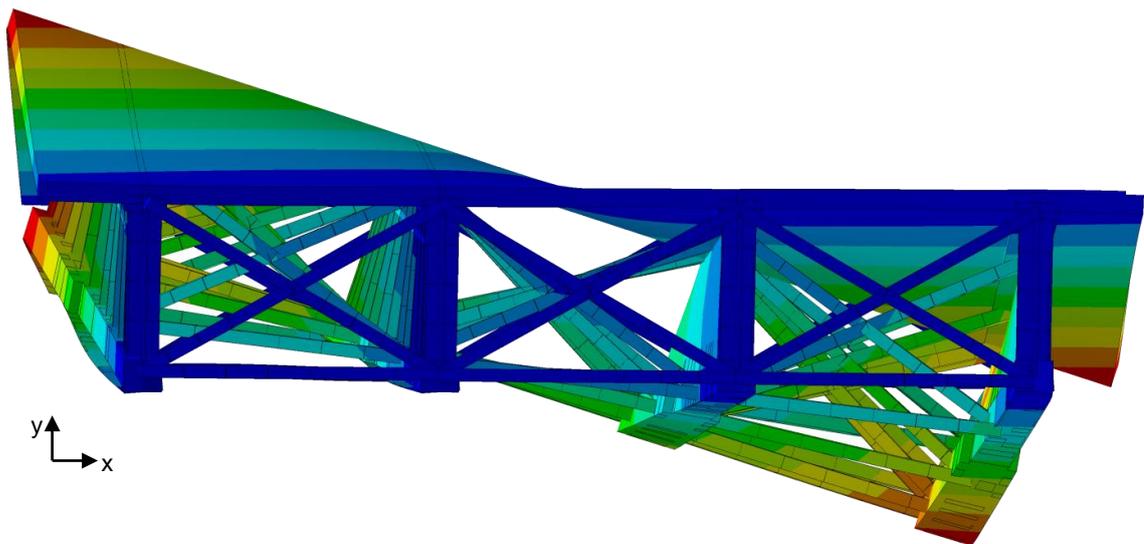
Figura 47 - 1° Modo (flexão longitudinal): $f_{01} = 2,98$ Hz (ANSYS, 2010)



(a) Perspectiva

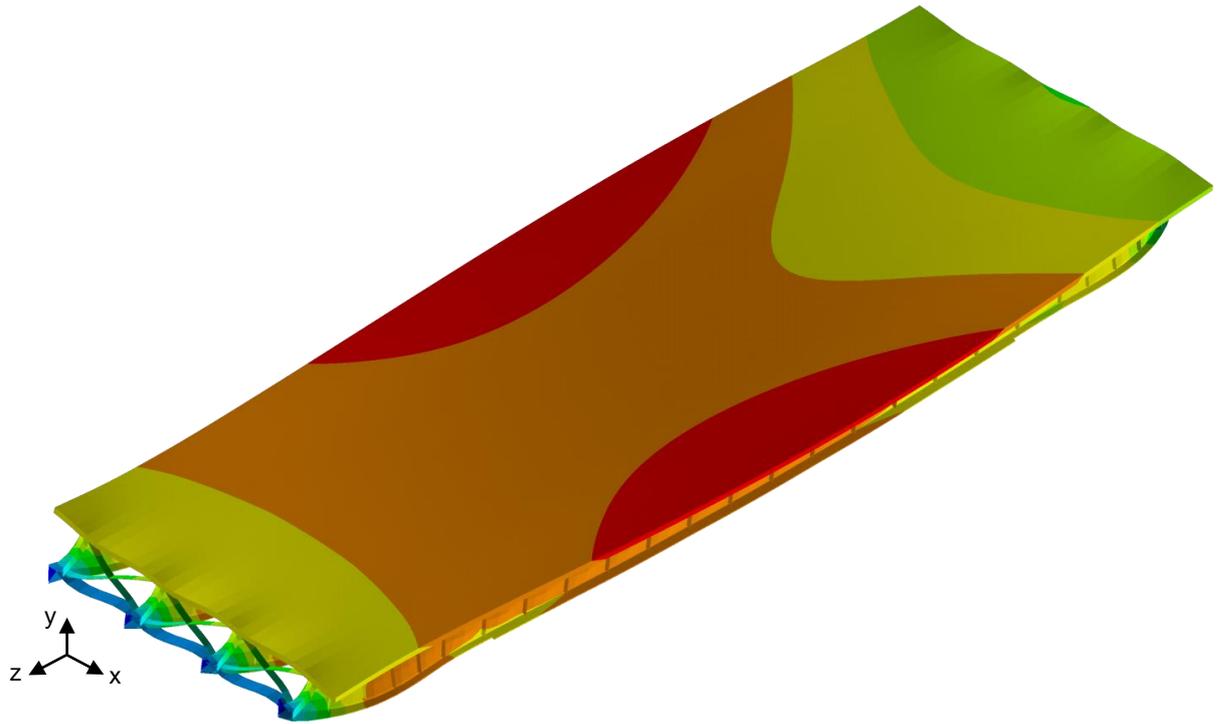


(b) Vista longitudinal

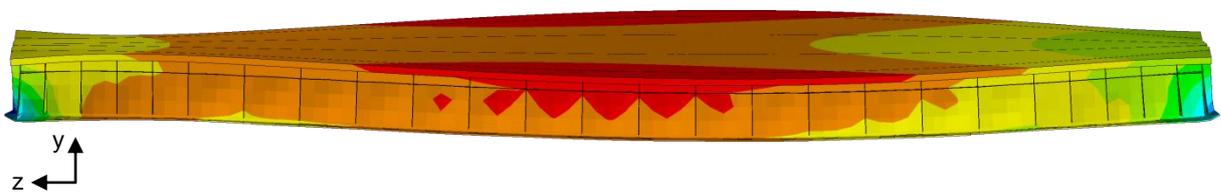


(c) Vista frontal

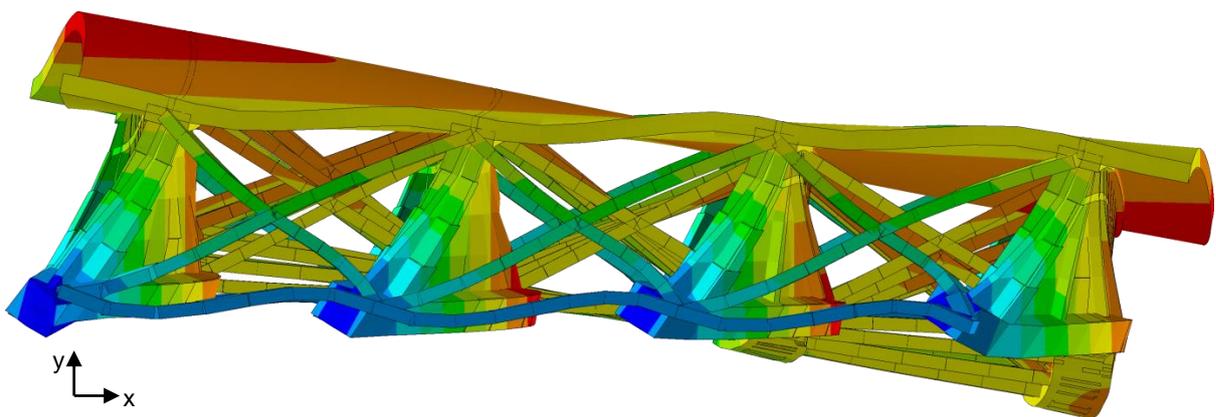
Figura 48 - 2º Modo (torção axial): $f_{02} = 3,67$ Hz (ANSYS, 2010)



(a) Perspectiva

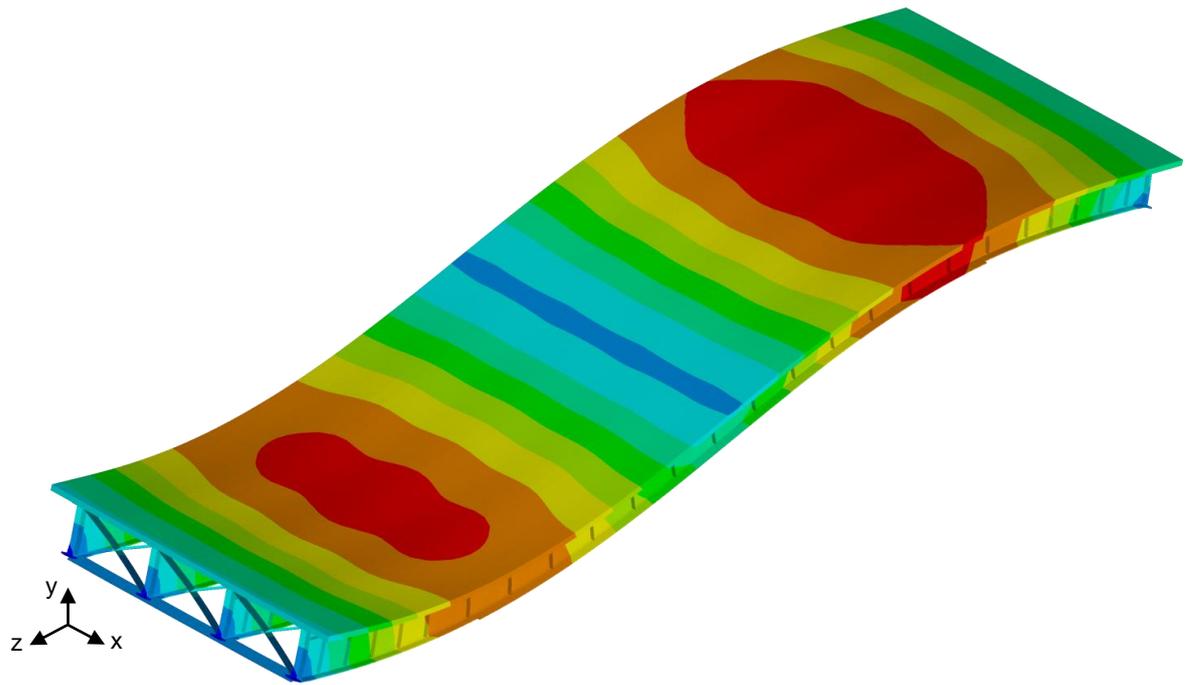


(b) Vista longitudinal

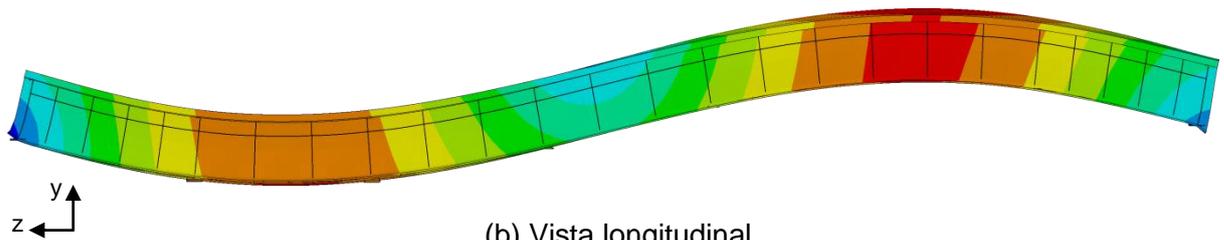


(c) Vista frontal

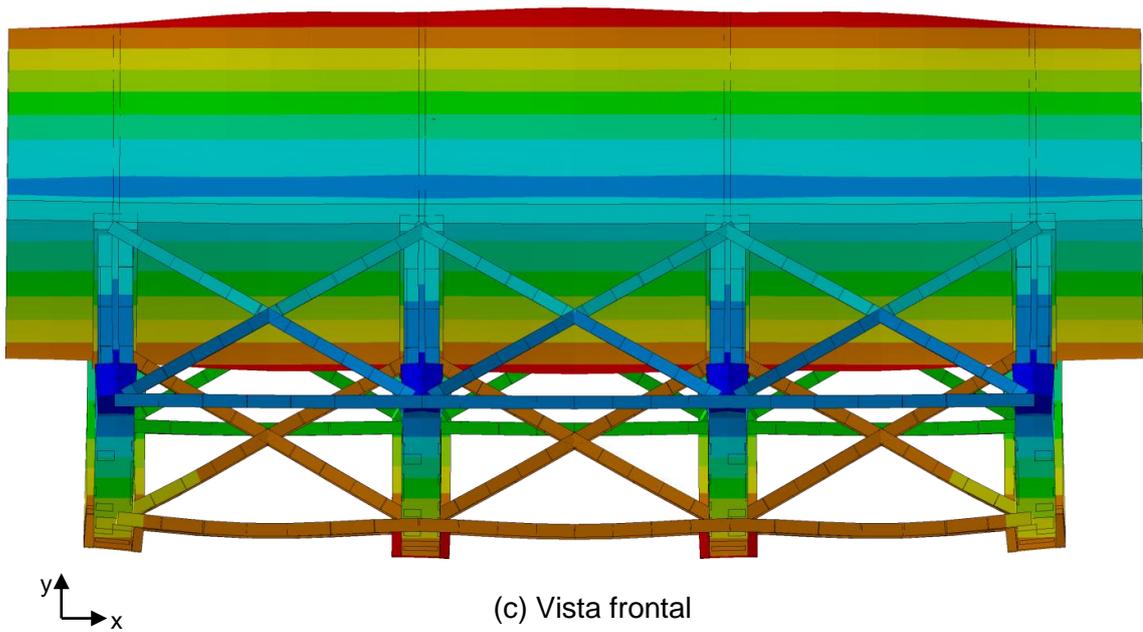
Figura 49 - 3º Modo (flexão lateral das vigas): $f_{03} = 6,28$ Hz (ANSYS, 2010)



(a) Perspectiva

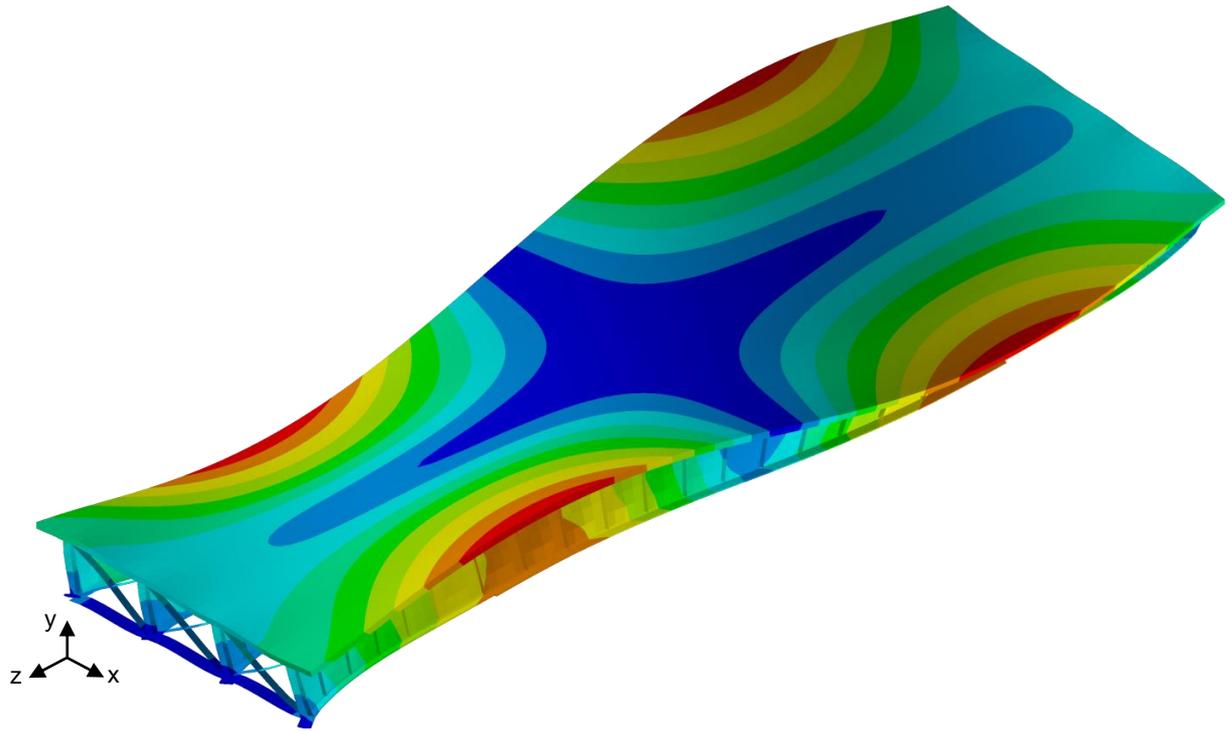


(b) Vista longitudinal

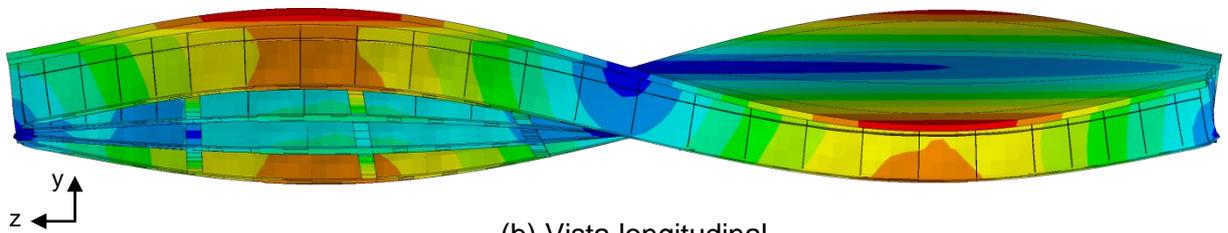


(c) Vista frontal

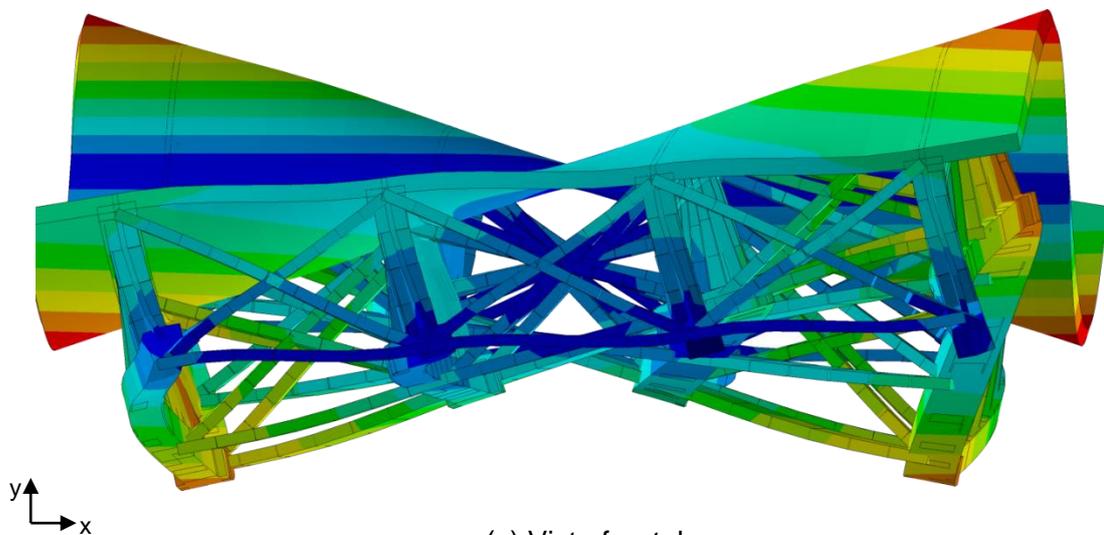
Figura 50 - 4º Modo (flexão longitudinal): $f_{04} = 9,67$ Hz (ANSYS, 2010)



(a) Perspectiva

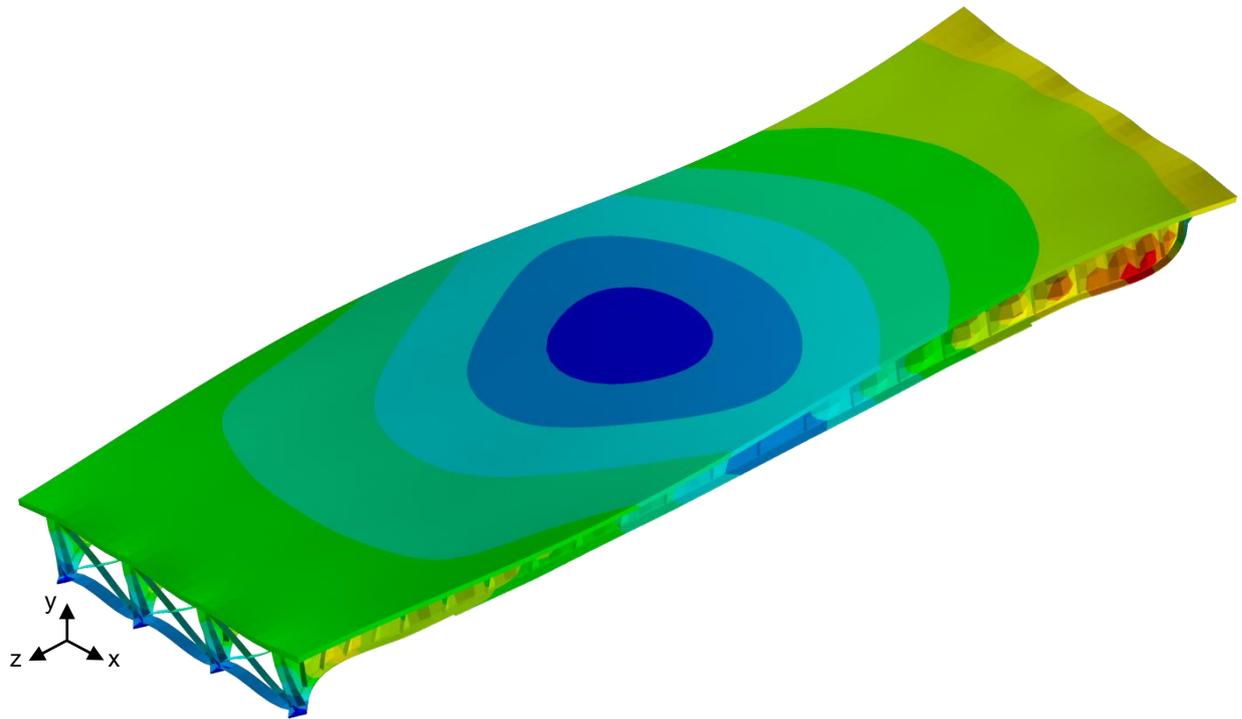


(b) Vista longitudinal

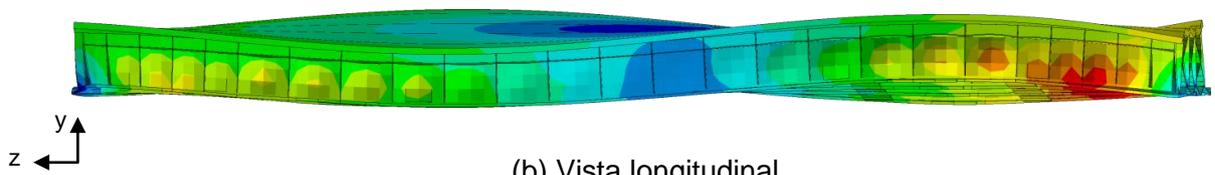


(c) Vista frontal

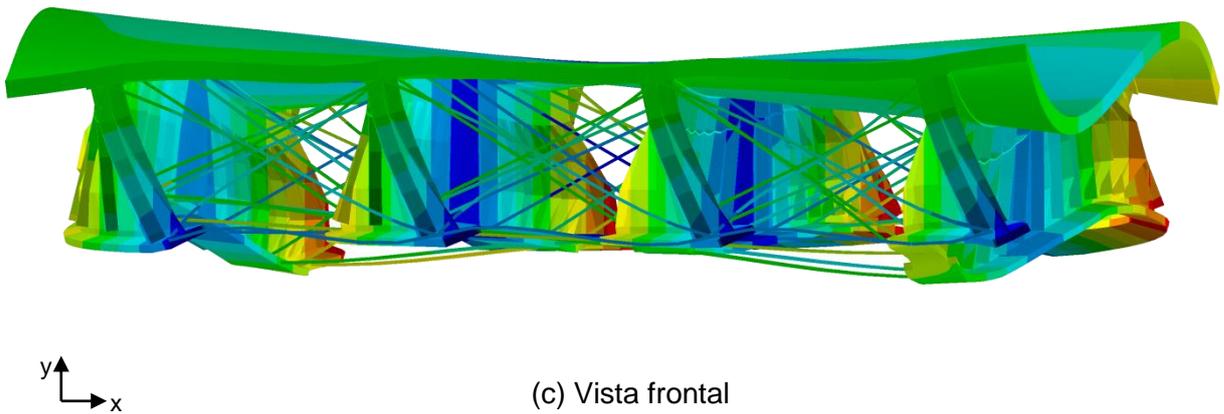
Figura 51 - 5º Modo (flexão transversal e torção): $f_{05} = 10,85$ Hz (ANSYS, 2010)



(a) Perspectiva



(b) Vista longitudinal



(c) Vista frontal

Figura 52 - 6° Modo (flexão lateral das vigas): $f_{06} = 11,83$ Hz (ANSYS, 2010)

Verifica-se que o valor da frequência fundamental da ponte em estudo ($f_{01} = 2,98$ Hz) é relativamente baixo, o que demonstra a alta flexibilidade da estrutura. Tal flexibilidade enfatiza a necessidade de se analisar a resposta dinâmica da ponte. O primeiro modo de vibração é de especial interesse para a análise do comportamento dinâmico da estrutura, quando submetida a carregamentos reais, por apresentar uma frequência de vibração próxima a frequências de excitação características da passagem de comboios de veículos.

A Tabela 13 lista os modos de vibração referentes às seis primeiras frequências naturais da estrutura. Na maior parte dos casos, há preponderância dos efeitos de flexão, embora em alguns casos a torção também seja uma solicitação que contribui consideravelmente. Convém ressaltar ainda que os modos de vibração apresentados no presente estudo, em termos de comportamento, estão de acordo com os estudos apresentados por Ferreira (1999), Pravia (2003), Leitão (2009) e Leitão (2014), que se baseiam em pontes de aço e mistas (aço-concreto).

8 ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA ESTRUTURAL

8.1 Introdução

Neste capítulo as análises realizadas incluem o efeito da interação da mobilidade de carga com as irregularidades da pista e consideram um comboio de três veículos reais da classe 2C (Figura 20).

Três diferentes cenários de incremento de tráfego por ano são considerados: $\alpha = 0\%$, 3% e 5% . O número acumulado de passagens de caminhões para o futuro ano “t” é estimado segundo a Equação (10), proposta por Kwon e Frangopol (2010), conforme mencionado no Capítulo 5.

Outro aspecto relevante é o fato de que 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.

8.2 Estratégia de aplicação do carregamento dinâmico

O espaçamento entre os veículos é limitado pelo comprimento da ponte e por um espaçamento mínimo entre veículos consecutivos, coerente com a velocidade máxima analisada. Conforme ilustrado na Figura 53, o espaçamento adotado entre o eixo direcional simples e o eixo simples de rodas duplas de dois veículos consecutivos é de 11 metros.

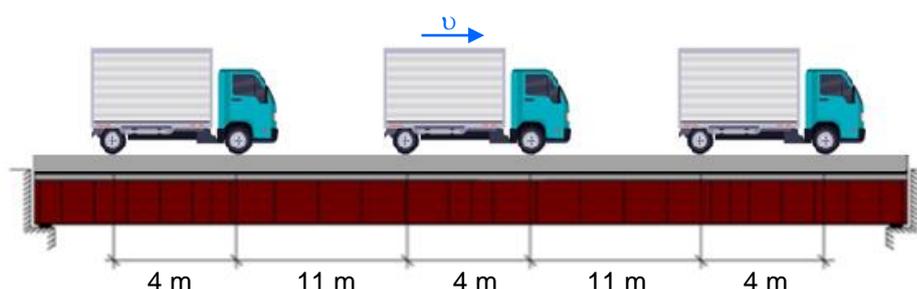


Figura 53 - Espaçamento entre os veículos do comboio

A hipótese admitida para simulação do tráfego é de três faixas de rodagem com larguras iguais, considerada igual à largura do tabuleiro de concreto, descontadas as larguras dos dois guarda-rodas, dividida por três. Além disso, os veículos são 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 são posicionados, separadamente, na faixa central, em uma faixa lateral e nas duas faixas laterais, conforme representado nas Figuras 54, 55 e 56, sendo que, no terceiro caso, os comboios das duas faixas estão em concordância ao longo do tempo de análise.

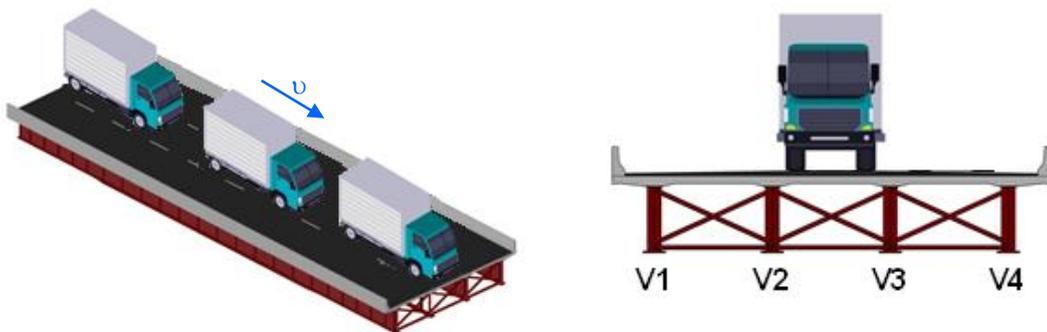


Figura 54 - Posição do comboio na faixa central (Situação 1)

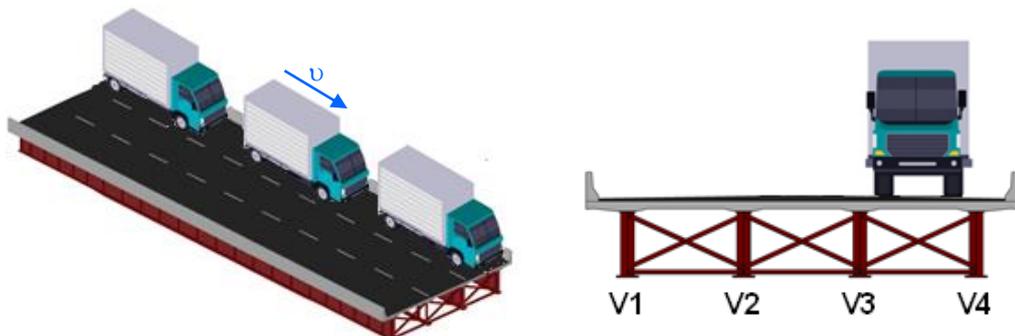


Figura 55 - Posição do comboio em uma faixa lateral (Situação 2)

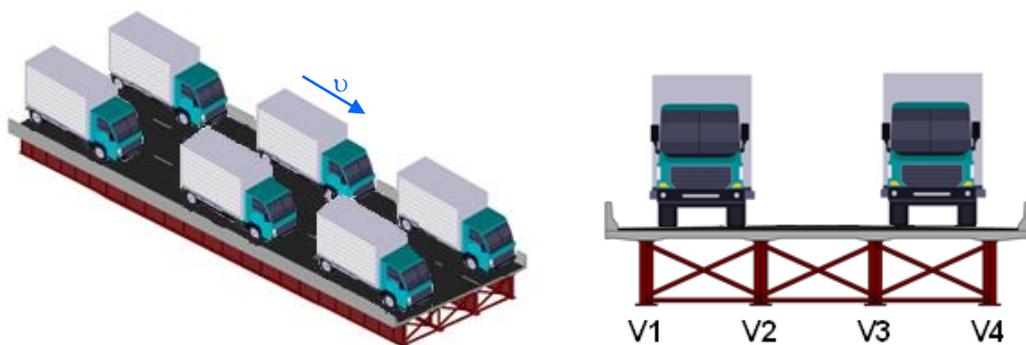


Figura 56 - Posição do comboio nas duas faixas laterais (Situação 3)

A Tabela 16 apresenta os valores de IRI e RRC calculados para um período de 15 anos. Os resultados apresentaram classificação excelente para os primeiros 10 anos, pois o valor de RRC é inferior a 8×10^{-6} (Tabela 2). Após 11 e 12 anos de deterioração, a rugosidade passa a ser classificada como boa para os três cenários em estudo. É classificada como média a rugosidade após 13 anos para todos os valores de incremento de tráfego considerados e para $\alpha = 0\%$ e $\alpha = 3\%$ após 14 anos. A partir dos 14 anos, passa a ser considerada ruim para incremento de tráfego de 5% e, após 15 anos, a classificação da rugosidade é ruim para todos os cenários analisados.

Tabela 16 - Valores de IRI e RRC ao longo do tempo para período de 15 anos

t (anos)	IRI _t			RRC _t		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
1	1,0584	1,0588	1,0590	2,07344E-06	2,07351E-06	2,07355E-06
2	1,1911	1,1926	1,1936	2,10015E-06	2,10048E-06	2,10071E-06
3	1,3353	1,3386	1,3409	2,14025E-06	2,14133E-06	2,14208E-06
4	1,4922	1,4981	1,5022	2,20232E-06	2,20512E-06	2,20709E-06
5	1,6630	1,6723	1,6789	2,30152E-06	2,30815E-06	2,31291E-06
6	1,8492	1,8628	1,8725	2,46589E-06	2,48085E-06	2,49189E-06
7	2,0526	2,0712	2,0848	2,74913E-06	2,78242E-06	2,80764E-06
8	2,2748	2,2993	2,3175	3,25885E-06	3,33317E-06	3,39116E-06
9	2,5178	2,5492	2,5729	4,22096E-06	4,38999E-06	4,52603E-06
10	2,7839	2,8230	2,8531	6,13507E-06	6,53126E-06	6,86089E-06
11	3,0754	3,1233	3,1607	1,01707E-05	11,1378E-06	11,9714E-06
12	3,3951	3,4527	3,4984	1,92419E-05	21,7246E-06	23,9472E-06
13	3,7459	3,8142	3,8693	4,11261E-05	47,8939E-06	54,2018E-06
14	4,1311	4,2111	4,2768	9,82099E-05	117,992E-06	137,238E-06
15	4,5542	4,6471	4,7246	2,60531E-04	323,164E-06	386,948E-06

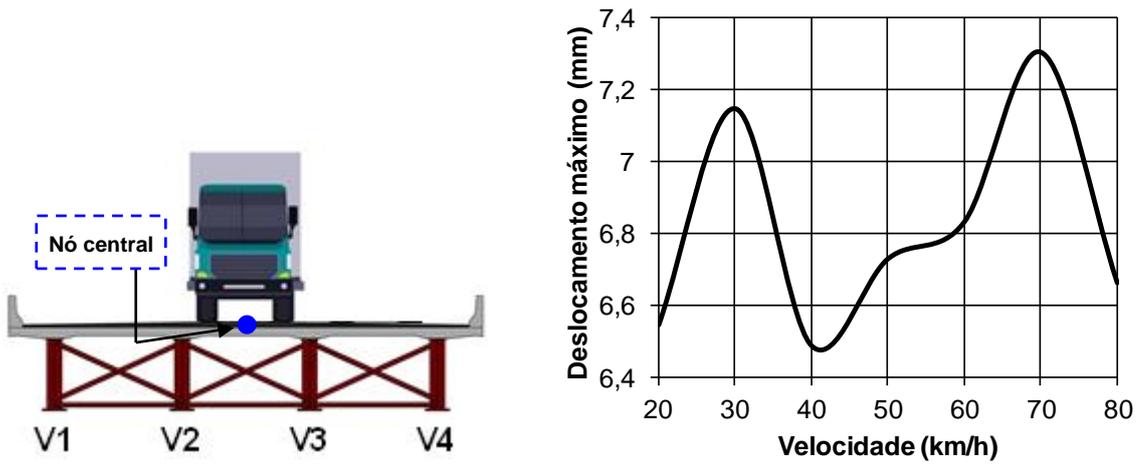
8.4 Avaliação dos espectros de resposta de projeto

O parâmetro de velocidade do comboio variou de 20 a 80 km/h, em intervalos discretos de 10 km/h, para avaliação dos espectros de resposta de projeto, resultando em 7 velocidades diferentes. Cabe ressaltar que os resultados a seguir são apenas para situação sem deterioração ($t = 0$) e para $t = 11$ e 15 anos que caracterizam a mudança de classificação de RRC, de excelente para bom e de médio para ruim, respectivamente, conforme ilustra o gráfico da Figura 57.

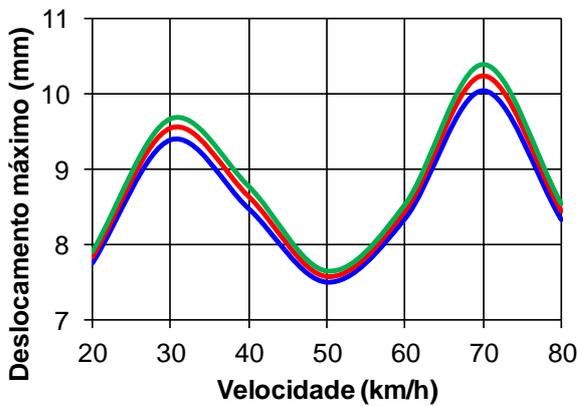
A partir dos deslocamentos máximos obtidos para cada velocidade foi possível construir vinte e um espectros de deslocamentos. Esses espectros são agrupados nas Figuras 58, 59 e 60, com sete espectros cada, que apresentam os espectros construídos considerando comboio na Situação 1: faixa central, Situação 2: comboio em uma faixa lateral e Situação 3: nas duas faixas laterais, respectivamente, para situação sem deterioração ($t = 0$) e considerando os três cenários de incremento de tráfego ($\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$, $\alpha = 5\%$), para $t = 11$ e 15 anos.

Nos espectros da Figura 58, que caracterizam o comboio na faixa central (Situação 1), é possível observar a presença de dois picos: um pico de maior magnitude, associado à velocidade de 70 km/h e um pico de menor magnitude, associado à velocidade de 30 km/h. O pico de maior importância (70 km/h) está associado a frequências de travessia iguais a 1,30 Hz ($f = 70/3,6/15$) devido à mobilidade entre os eixos direcionais simples de dois veículos consecutivos, espaçados de 15 m (Figura 53), capaz de excitar, no segundo harmônico (2,60 Hz), a frequência fundamental da estrutura ($f_{01} = 2,97$ Hz), provocando ressonância.

Quanto aos comboios de menor velocidade, como 30 km/h, estão associados a frequências de travessia com relação a um espaçamento menor entre eixos, devido à velocidade também menor. No caso em questão, o espaçamento é de 11 m, espaçamento entre o eixo direcional simples e o eixo simples de rodas duplas de dois veículos consecutivos (Figura 53), e a frequência de travessia predominante é de 0,76 Hz ($30/3,6/11$), capaz de excitar a frequência fundamental da estrutura ($f_{01} = 2,97$ Hz) somente no quarto harmônico (3,04 Hz). Por essa razão, o pico associado à velocidade de 30 km/h possui magnitude menor do que o pico associado à velocidade de 70 km/h.

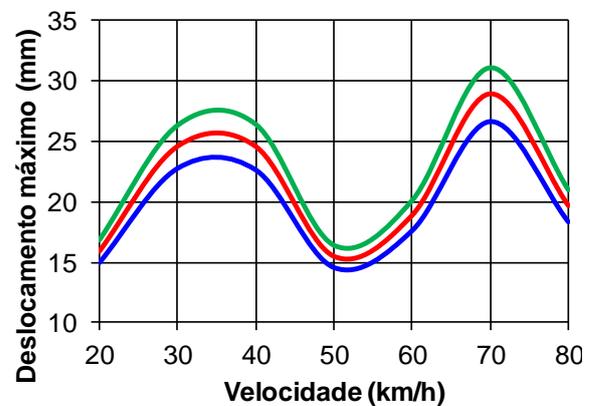


(a) Sem deterioração (t = 0)



— $\alpha = 0\%$ — $\alpha = 3\%$ — $\alpha = 5\%$

(b) t = 11 anos



— $\alpha = 0\%$ — $\alpha = 3\%$ — $\alpha = 5\%$

(c) t = 15 anos

Figura 58 - Espectros de deslocamento máximo: comboio na faixa central

Tabela 17 - Deslocamento máximo: comboio na faixa central (Situação 1)

Velocidade (km/h)	Deslocamento máximo (mm)						
	Sem deterioração (t = 0)	$\alpha = 0\%$		$\alpha = 3\%$		$\alpha = 5\%$	
		t = 11	t = 15	t = 11	t = 15	t = 11	t = 15
20	6,54417	7,75314	14,9358	7,8352	15,9543	7,90311	16,8943
30	7,14756	9,39831	22,7423	9,55074	24,6354	9,6769	26,3826
40	6,48622	8,48045	22,6202	8,64222	24,6244	8,77611	26,474
50	6,72862	7,49879	14,5388	7,57934	15,5366	7,646	16,4575
60	6,83194	8,34633	17,5787	8,44884	18,9177	8,53368	20,1535
70	7,30492	10,0553	26,6227	10,2448	28,975	10,4017	31,1557
80	6,66171	8,33419	18,3175	8,44804	19,7359	8,54226	21,0449

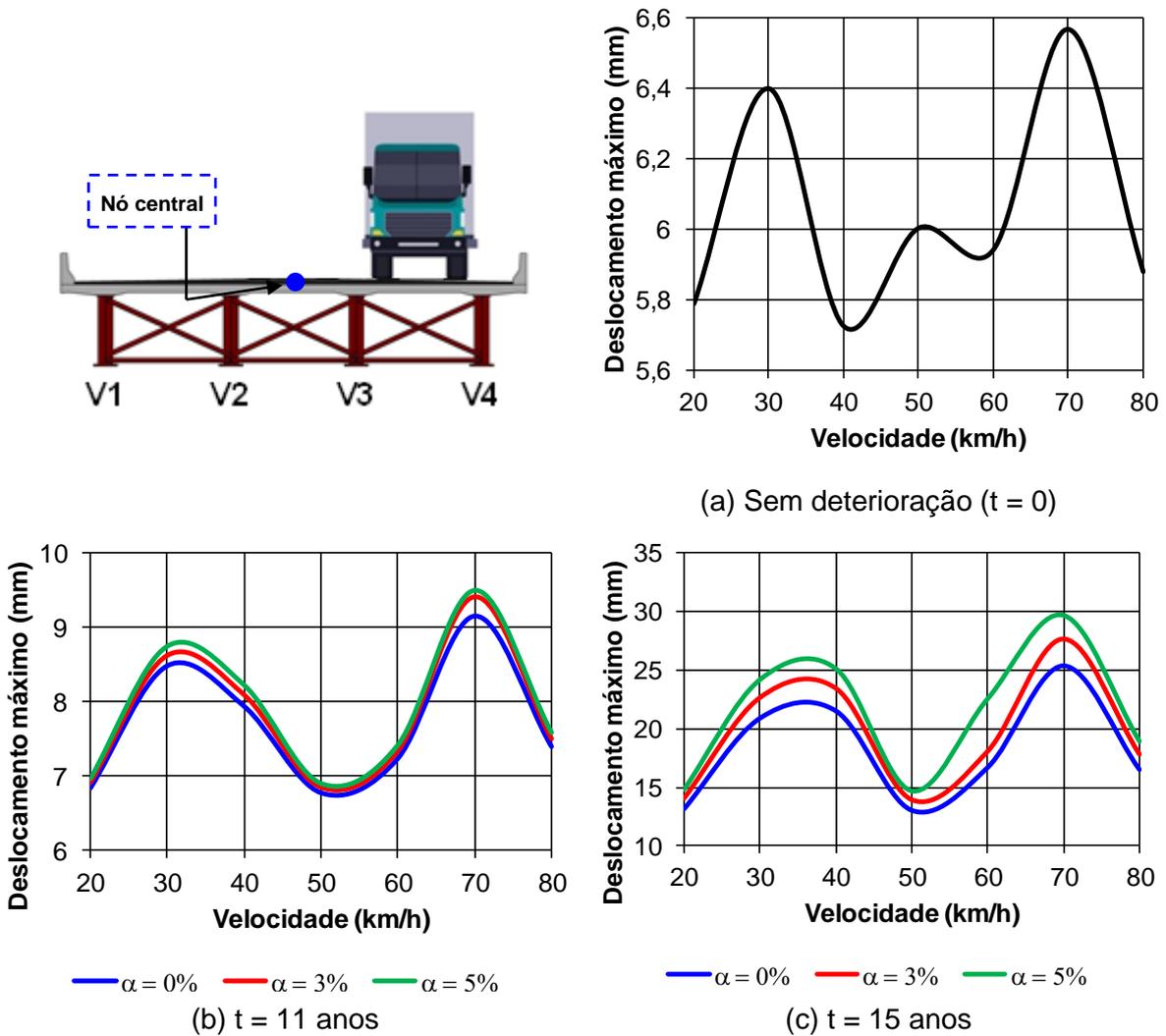
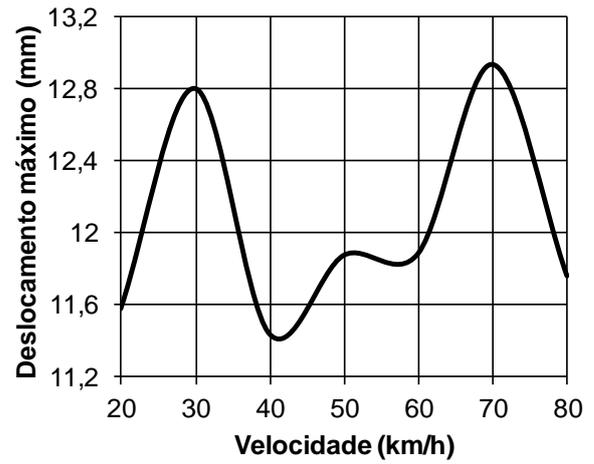
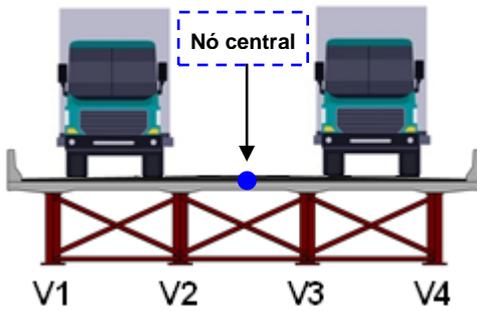


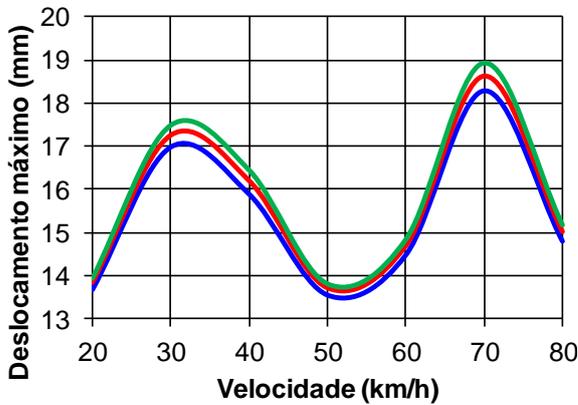
Figura 59 - Espectros de deslocamento máximo: comboio em uma faixa lateral

Tabela 18 - Deslocamento máximo: comboio em uma faixa lateral (Situação 2)

Velocidade (km/h)	Deslocamento máximo (mm)						
	Sem deterioração (t = 0)	$\alpha = 0\%$		$\alpha = 3\%$		$\alpha = 5\%$	
		t = 11	t = 15	t = 11	t = 15	t = 11	t = 15
20	5,7878	6,84532	13,1085	6,91691	13,9965	6,97615	14,8161
30	6,39989	8,48781	20,8558	8,62914	22,6095	8,74611	24,2281
40	5,72398	7,94576	21,484	8,10031	23,4033	8,22821	25,1746
50	6,00306	6,7834	12,9891	6,85414	13,8696	6,91268	14,6966
60	5,94165	7,24375	16,6521	7,34284	18,0178	7,42485	22,587
70	6,5686	9,15604	25,3328	9,41955	27,6257	9,49429	29,7418
80	5,87921	7,40406	16,4746	7,50784	17,7602	7,59372	18,9467

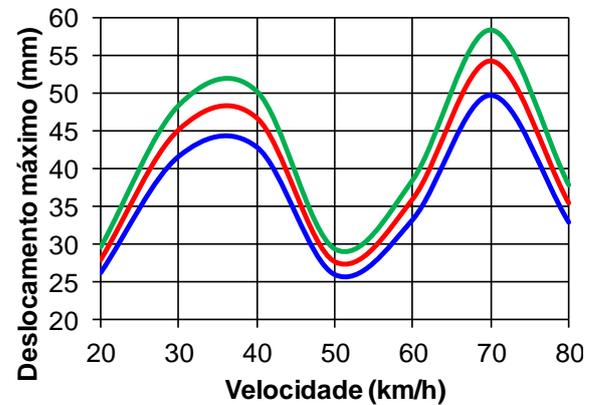


(a) Sem deterioração (t = 0)



— $\alpha = 0\%$ — $\alpha = 3\%$ — $\alpha = 5\%$

(b) t = 11 anos



— $\alpha = 0\%$ — $\alpha = 3\%$ — $\alpha = 5\%$

(c) t = 15 anos

Figura 60 - Espectros de deslocamento máximo: comboios nas faixas laterais

Tabela 19 - Deslocamento máximo: comboio nas faixas laterais (Situação 3)

Velocidade (km/h)	Deslocamento máximo (mm)						
	Sem deterioração (t = 0)	$\alpha = 0\%$		$\alpha = 3\%$		$\alpha = 5\%$	
		t = 11	t = 15	t = 11	t = 15	t = 11	t = 15
20	11,5756	13,6906	26,2171	13,8338	27,9931	13,9523	29,6321
30	12,7998	16,9756	41,7115	17,2583	45,2191	17,4922	48,4562
40	11,436	15,8915	42,968	16,2006	46,8066	16,4564	50,3492
50	11,873	13,5668	25,9781	13,7083	27,7392	13,8254	29,3933
60	11,8833	14,4875	33,3043	14,6857	27,7392	14,8497	38,5564
70	12,9335	18,2727	49,8616	18,6341	54,339	18,9332	58,4712
80	11,7584	14,8081	32,9491	15,0157	35,5204	15,1874	37,8935

O padrão de picos em 30 km/h e 70 km/h se mantém nos espectros das Figuras 59 e 60, que caracterizam comboio em uma faixa lateral (Situação 2) e comboio nas duas faixas laterais (Situação 3), respectivamente, e possuem a mesma justificativa dada anteriormente. Entretanto, percebe-se que para $t = 15$ anos tanto na Figura 59 (c), quanto na Figura 60 (c), o pico se aproxima de 40 km/h.

Isso ocorre porque os comboios com velocidade de 30 km/h excitam no quarto harmônico (3,04 Hz) a frequência fundamental da estrutura, enquanto, os de 40 km/h, possuem frequência de travessia predominante de 1,01 Hz, capaz de excitar, no terceiro harmônico (3,03 Hz) a frequência fundamental da estrutura ($f_{01} = 2,97$ Hz). Por essa razão, o pico está tendendo mais para velocidade de 40 km/h do que para de 30 km/h.

Os valores de deslocamento máximo para cada velocidade analisada (20 a 80 km/h, em intervalos discretos de 10 km/h), para os três cenários de incremento de tráfego ($\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$, $\alpha = 5\%$), são apresentados nas Tabelas 17, 18 e 19 para comboio posicionado na Situação 1, 2 e 3 respectivamente.

Observa-se, como o esperado, que em todos os casos analisados o pico associado à velocidade de 70 km/h possui os maiores valores de deslocamento. Isso ocorre, pois, conforme explicado anteriormente, está associado a frequências de travessia iguais a 1,30 Hz ($f = 70/3,6/15$), capaz de excitar, no segundo harmônico (2,60 Hz), a frequência fundamental da estrutura ($f_{01} = 2,97$ Hz), provocando ressonância. Enquanto os comboios com velocidade de 30 km/h e 40 km/h excitam, respectivamente, somente no quarto e no terceiro harmônico a frequência fundamental da estrutura, possuindo assim um pico de menor magnitude.

8.5 Estudo do comportamento geral: deterioração progressiva

Dois situações de tráfego são adotadas para o estudo do comportamento geral com base em modelo de deterioração progressiva do pavimento: comboio na faixa central e comboio em uma faixa lateral. O parâmetro de velocidade do comboio variou de 20 a 80 km/h, em intervalos discretos de 10 km/h, resultando em 7 velocidades diferentes para faixa central (Figura 54). Além disso, considera-se para

cada uma dessas velocidades, os três cenários de incremento de tráfego ($\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$, $\alpha = 5\%$), para um período de 15 anos, resultando em 315 casos de análise.

Na consideração de uma faixa lateral (Figura 55), são considerados dois parâmetros de velocidade: 40 e 70 km/h, prosseguindo com os três cenários de incremento de tráfego ($\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$, $\alpha = 5\%$), também para um período de 15 anos, resultando em 90 casos. Sendo assim, na presente investigação são estudados, no total, 405 casos de análise dinâmica forçada de veículos reais interagindo com as irregularidades da pista.

As Tabelas 20 a 26 apresentam os valores de deslocamento translacional vertical, no nó central da ponte, e de tensão, nas vigas V1 e V2, para os três cenários de incremento de tráfego ($\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$, $\alpha = 5\%$), ao longo de 15 anos, considerando comboio posicionado na faixa central (Figura 54). As Figuras 61 a 67 ilustram graficamente esses resultados para velocidade de 20, 30, 40, 50, 60, 70 e 80 km/h, respectivamente. É possível perceber um aumento significativo do deslocamento e da tensão ao longo do processo de deterioração.

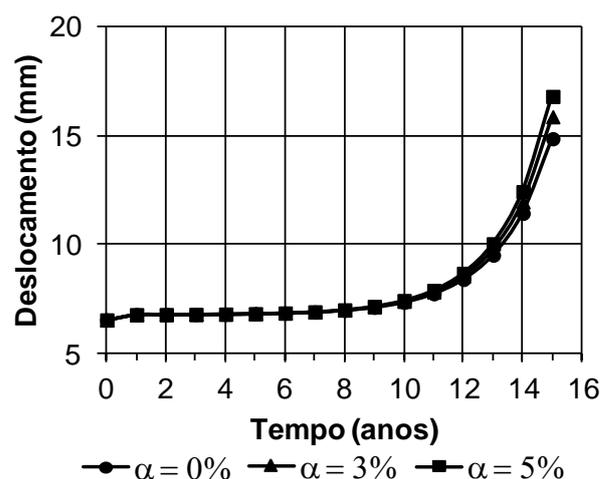
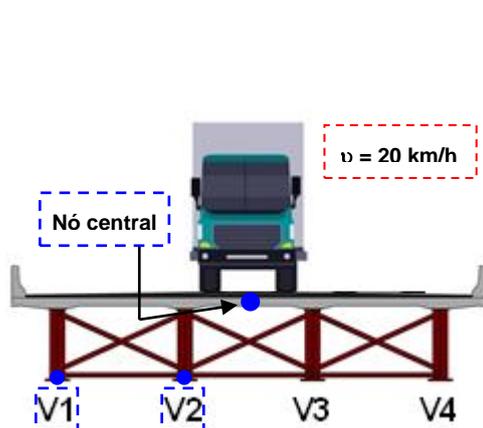
Com o passar do tempo, à medida que o processo de deterioração do pavimento se acentua, maiores são os deslocamentos translacionais verticais encontrados. Para maioria dos incrementos de tráfego analisados após a deterioração de 15 anos os valores de deslocamentos chegam a ser mais que o triplo do encontrado sem deterioração ($t = 0$) indicando assim a importância de se considerar o caráter progressivo da deterioração no estudo do comportamento estrutural dinâmico de obras de arte rodoviárias submetidas a cargas dinâmicas.

No que tange às tensões, o mesmo padrão pode ser observado, os valores de tensão obtidos crescem à proporção que o processo de deterioração do pavimento se acentua. Com o passar dos anos, as tensões nas vigas V1 e V2 chegam a ser três vezes maiores que as obtidas sem deterioração ($t = 0$).

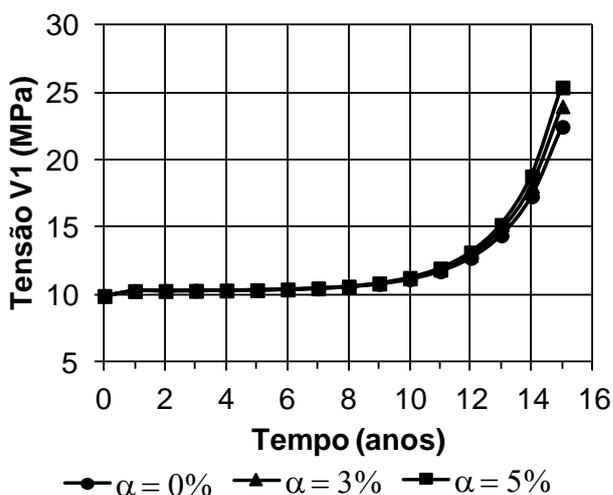
Conforme o previsto, tendo como base os picos dos espectros de resposta das Figuras 58, 59 e 60, em todos os casos analisados, seja para deslocamentos ou tensões, os maiores valores encontram-se na velocidade de 70 km/h que excita, no segundo harmônico, a frequência fundamental da estrutura provocando ressonância. Deslocamentos e tensões após 15 anos de deterioração chegam a ser o quádruplo do encontrado sem deterioração ($t = 0$) para a velocidade de 70 km/h.

Tabela 20 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 20$ km/h)

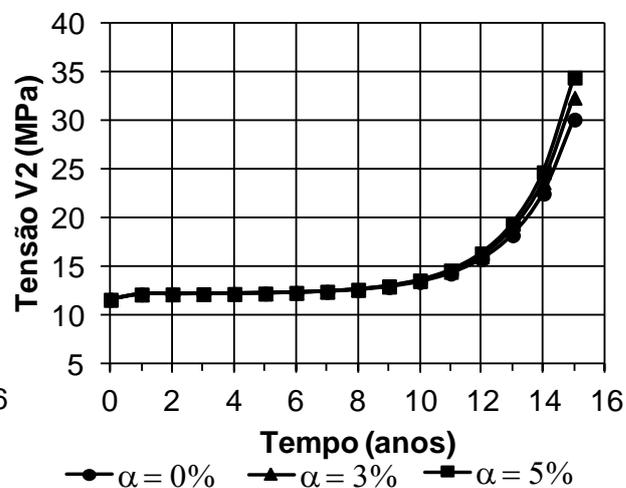
t (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V1 (MPa)			Tensão V2 (MPa)		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
0	6,5442	6,5442	6,5442	9,8930	9,8930	9,8930	11,5936	11,5936	11,5936
1	6,7865	6,7865	6,7865	10,2582	10,2582	10,2583	12,1328	12,1328	12,1328
2	6,7916	6,7916	6,7917	10,2659	10,2660	10,2661	12,1441	12,1443	12,1443
3	6,7992	6,7994	6,7995	10,2773	10,2776	10,2778	12,1610	12,1614	12,1618
4	6,8108	6,8113	6,8116	10,2948	10,2956	10,2961	12,1868	12,1880	12,1888
5	6,8290	6,8302	6,8310	10,3222	10,3241	10,3254	12,2273	12,2300	12,2319
6	6,8583	6,8609	6,8628	10,3664	10,3704	10,3733	12,2925	12,2984	12,3027
7	6,9066	6,9121	6,9163	10,4393	10,4476	10,4538	12,4001	12,4123	12,4216
8	6,9877	6,9989	7,0077	10,5614	10,5784	10,5915	12,5804	12,6055	12,6249
9	7,1250	7,1474	7,1651	10,7683	10,8022	10,8289	12,8859	12,9358	12,9753
10	7,3576	7,4010	7,4361	11,1190	11,1843	11,2372	13,4035	13,5000	13,5781
11	7,7499	7,8315	7,8991	11,7102	11,8332	11,9350	14,2764	14,4580	14,6083
12	8,4094	8,5606	8,6887	12,7041	12,9319	13,1250	15,7437	16,0800	16,3651
13	9,5255	9,8051	10,0483	14,3862	14,8075	15,1741	18,2270	18,8491	19,3903
14	11,4516	11,9762	12,4457	17,2890	18,0795	18,7871	22,5126	23,6797	24,7243
15	14,8835	15,8946	16,8277	22,4611	23,9849	25,3913	30,1483	32,3980	34,4743



(a) Deslocamento translacional vertical



(b) Tensão na Viga 1

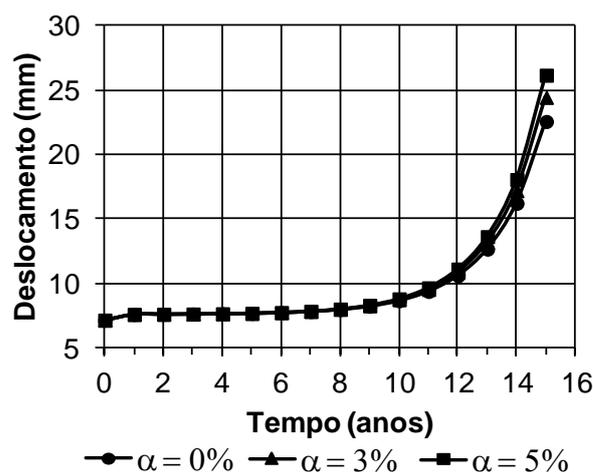
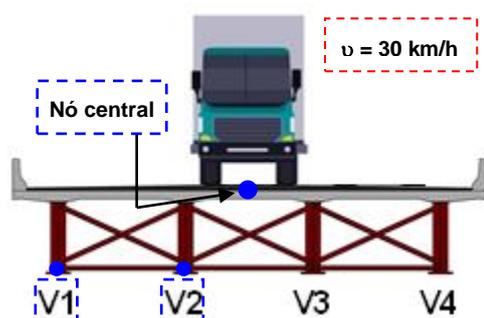


(c) Tensão na Viga 2

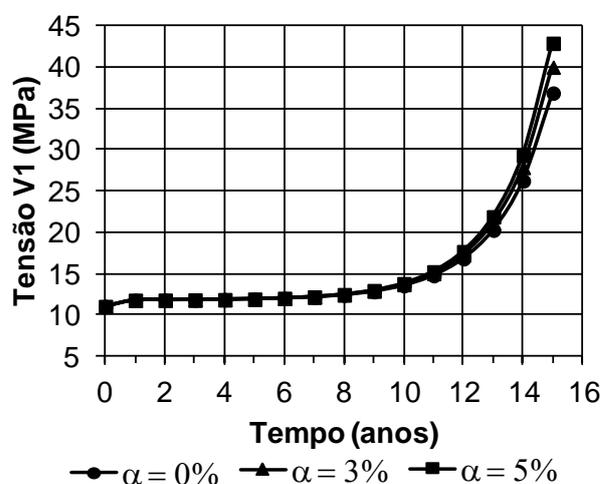
Figura 61 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 20$ km/h)

Tabela 21 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 30$ km/h)

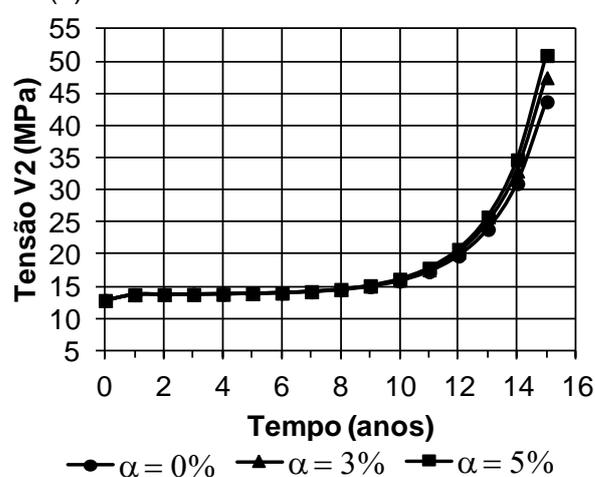
t (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V1 (MPa)			Tensão V2 (MPa)		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
0	7,1476	7,1476	7,1476	11,0103	11,0103	11,0103	12,8258	12,8258	12,8258
1	7,5959	7,5959	7,5959	11,7625	11,7625	11,7626	13,7231	13,7232	13,7232
2	7,6053	7,6054	7,6055	11,7783	11,7785	11,7786	13,7420	13,7422	13,7424
3	7,6194	7,6197	7,6200	11,8018	11,8025	11,8029	13,7701	13,7708	13,7714
4	7,6408	7,6418	7,6425	11,8379	11,8395	11,8406	13,8130	13,8150	13,8163
5	7,6745	7,6767	7,6783	11,8944	11,8981	11,9008	13,8805	13,8849	13,8881
6	7,7288	7,7336	7,7372	11,9854	11,9935	11,9995	13,9891	13,9988	14,0059
7	7,8182	7,8284	7,8360	12,1354	12,1525	12,1654	14,1680	14,1884	14,2038
8	7,9681	7,9890	8,0051	12,3870	12,4220	12,4491	14,4682	14,5099	14,5422
9	8,2222	8,2637	8,2965	12,8132	12,8829	12,9380	14,9766	15,0597	15,1254
10	8,6526	8,7329	8,7978	13,5354	13,6701	13,7790	15,8382	15,9988	16,1287
11	9,3785	9,5295	9,6544	14,7532	15,0066	15,2162	17,2910	17,5932	17,8433
12	10,5987	10,8783	11,1154	16,8005	17,2697	17,6674	19,7333	20,2930	20,7674
13	12,6637	13,1810	13,6310	20,2651	21,1330	21,8881	23,8665	24,9018	25,8026
14	16,2275	17,1980	18,0667	26,2444	27,8726	29,3301	30,9995	32,9419	34,6806
15	22,5772	24,4480	26,1745	36,8976	40,0364	42,9331	43,7084	47,4528	50,9085



(a) Deslocamento translacional vertical



(b) Tensão na Viga 1

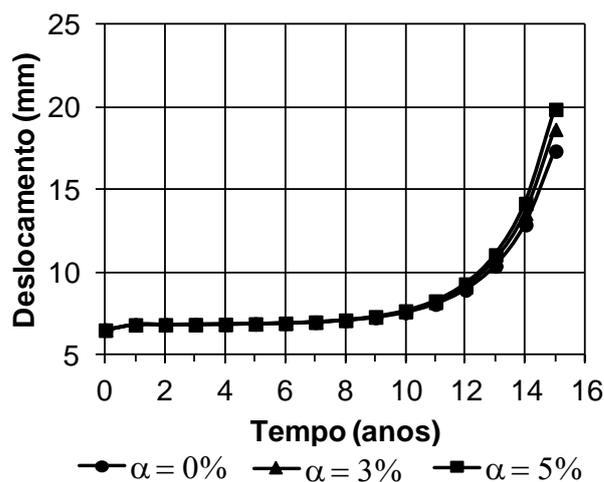
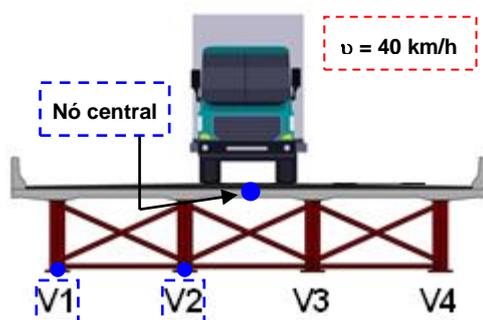


(c) Tensão na Viga 2

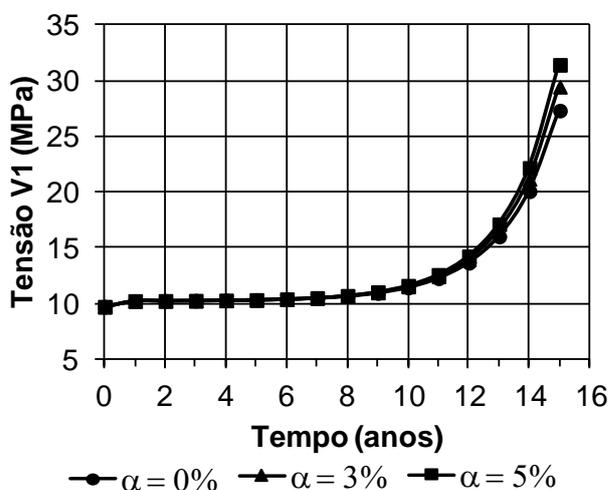
Figura 62 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 30$ km/h)

Tabela 22 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 40$ km/h)

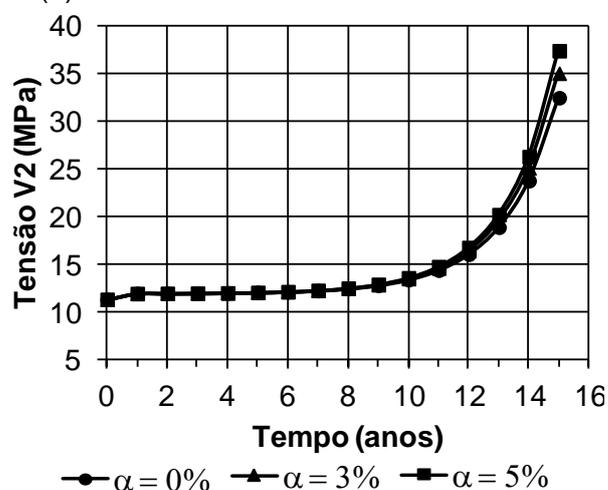
t (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V1 (MPa)			Tensão V2 (MPa)		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
0	6,4862	6,4862	6,4862	9,7268	9,7268	9,7268	11,3473	11,3473	11,3473
1	6,8016	6,8016	6,8016	10,2384	10,2384	10,2384	11,9633	11,9633	11,9633
2	6,8082	6,8083	6,8084	10,2491	10,2493	10,2494	11,9762	11,9764	11,9765
3	6,8181	6,8184	6,8186	10,2652	10,2656	10,2659	11,9955	11,9960	11,9964
4	6,8332	6,8339	6,8344	10,2896	10,2907	10,2915	12,0250	12,0263	12,0273
5	6,8569	6,8585	6,8596	10,3281	10,3306	10,3324	12,0713	12,0743	12,0765
6	6,8951	6,8985	6,9010	10,3900	10,3955	10,3996	12,1458	12,1525	12,1574
7	6,9580	6,9651	6,9706	10,4920	10,5037	10,5124	12,2687	12,2827	12,2932
8	7,0635	7,0782	7,0895	10,6632	10,6870	10,7054	12,4747	12,5034	12,5255
9	7,2422	7,2714	7,2945	10,9531	11,0004	11,0379	12,8237	12,8808	12,9259
10	7,5450	7,6014	7,6471	11,4443	11,5358	11,6099	13,4152	13,5254	13,6146
11	8,0556	8,1618	8,2497	12,2726	12,4449	12,5875	14,4124	14,6198	14,7915
12	8,9140	9,1107	9,2775	13,6650	13,9841	14,2547	16,0889	16,4731	16,7988
13	10,3667	10,7306	11,0472	16,0216	16,6118	17,1254	18,9260	19,6367	20,2550
14	12,8737	13,5565	14,1676	20,0884	21,1959	22,1872	23,8224	25,1557	26,3492
15	17,3406	18,6566	19,8712	27,3343	29,4692	31,4394	32,5462	35,1165	37,4886



(a) Deslocamento translacional vertical



(b) Tensão na Viga 1

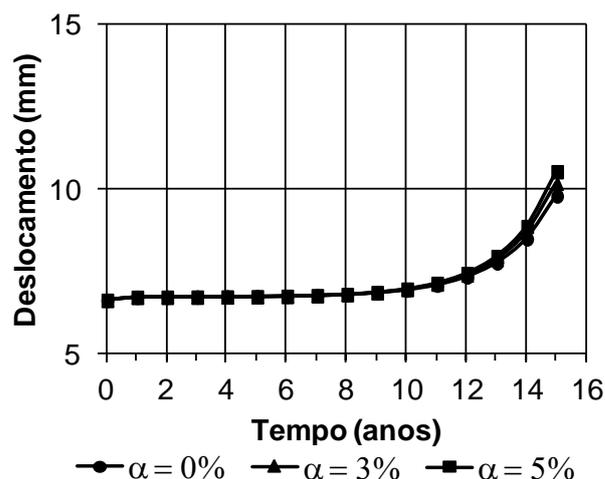
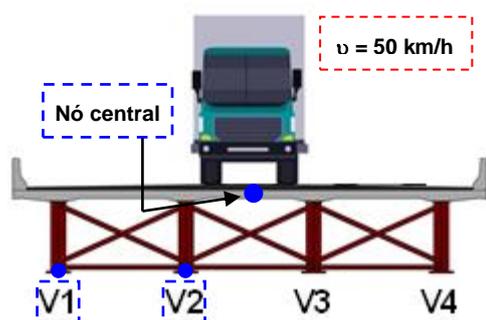


(c) Tensão na Viga 2

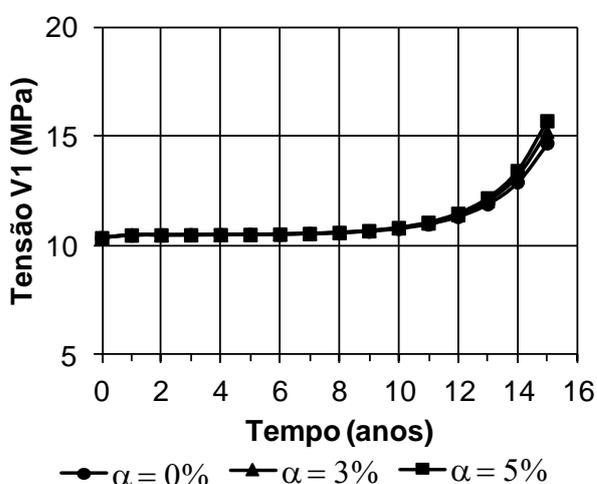
Figura 63 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 40$ km/h)

Tabela 23 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 50$ km/h)

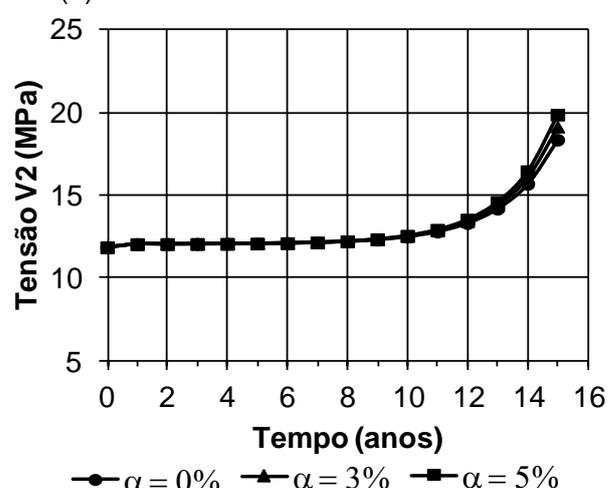
t (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V1 (MPa)			Tensão V2 (MPa)		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
0	6,6236	6,6236	6,6236	10,3399	10,3399	10,3399	11,8886	11,8886	11,8886
1	6,7158	6,7158	6,7158	10,4661	10,4661	10,4661	12,0773	12,0773	12,0773
2	6,7177	6,7177	6,7177	10,4688	10,4688	10,4688	12,0813	12,0813	12,0814
3	6,7206	6,7207	6,7207	10,4727	10,4728	10,4729	12,0872	12,0874	12,0875
4	6,7250	6,7252	6,7253	10,4788	10,4790	10,4792	12,0962	12,0966	12,0969
5	6,7319	6,7324	6,7327	10,4882	10,4889	10,4893	12,1104	12,1114	12,1120
6	6,7431	6,7441	6,7448	10,5035	10,5049	10,5059	12,1333	12,1353	12,1368
7	6,7615	6,7636	6,7651	10,5287	10,5316	10,5337	12,1709	12,1752	12,1784
8	6,7923	6,7966	6,7999	10,5709	10,5768	10,5813	12,2340	12,2428	12,2496
9	6,8445	6,8531	6,8598	10,6424	10,6541	10,6633	12,3410	12,3585	12,3723
10	6,9331	6,9496	6,9629	10,7636	10,7862	10,8044	12,5222	12,5560	12,5833
11	7,0823	7,1134	7,1391	10,9679	11,0104	11,0456	12,8278	12,8914	12,9440
12	7,3333	7,3908	7,4395	11,3114	11,3901	11,4568	13,3415	13,4593	13,5591
13	7,7580	7,8643	7,9569	11,8927	12,0383	12,1650	14,2109	14,4287	14,6182
14	8,4909	8,6904	8,8691	12,8959	13,1690	13,4136	15,7113	16,1199	16,4856
15	9,7967	10,1814	10,5365	14,6832	15,2099	15,6959	18,3846	19,1722	19,8991



(a) Deslocamento translacional vertical



(b) Tensão na Viga 1



(c) Tensão na Viga 2

Figura 64 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 50$ km/h)

Tabela 24 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 60$ km/h)

t (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V1 (MPa)			Tensão V2 (MPa)		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
0	6,8319	6,8319	6,8319	9,9196	9,9196	9,9196	12,3729	12,3729	12,3729
1	7,1363	7,1363	7,1363	10,3680	10,3680	10,3680	13,0006	13,0006	13,0006
2	7,1427	7,1428	7,1428	10,3774	10,3775	10,3776	13,0138	13,0139	13,0141
3	7,1522	7,1525	7,1526	10,3914	10,3918	10,3921	13,0334	13,0339	13,0343
4	7,1668	7,1674	7,1679	10,4129	10,4139	10,4145	13,0635	13,0648	13,0658
5	7,1896	7,1912	7,1922	10,4466	10,4488	10,4504	13,1106	13,1137	13,1160
6	7,2265	7,2298	7,2322	10,5008	10,5057	10,5092	13,1866	13,1934	13,1984
7	7,2872	7,2941	7,2993	10,5902	10,6004	10,6081	13,3117	13,3260	13,3368
8	7,3890	7,4031	7,4141	10,7402	10,7611	10,7772	13,5217	13,5509	13,5735
9	7,5614	7,5896	7,6119	10,9943	11,0358	11,0686	13,8773	13,9355	13,9814
10	7,8536	7,9081	7,9521	11,4247	11,5050	11,5699	14,4800	14,5923	14,6832
11	8,3463	8,4488	8,5337	12,1506	12,3016	12,4266	15,4961	15,7075	15,8825
12	9,1747	9,3645	9,5254	13,3708	13,6505	13,8875	17,2044	17,5959	17,9278
13	10,5765	10,9276	11,2331	15,4359	15,9532	16,4033	20,0954	20,8195	21,4496
14	12,9957	13,6545	14,2442	18,9998	19,9703	20,8390	25,0846	26,4432	27,6594
15	17,3060	18,5760	19,7480	25,3496	27,2204	28,9470	33,9739	36,5929	39,0100

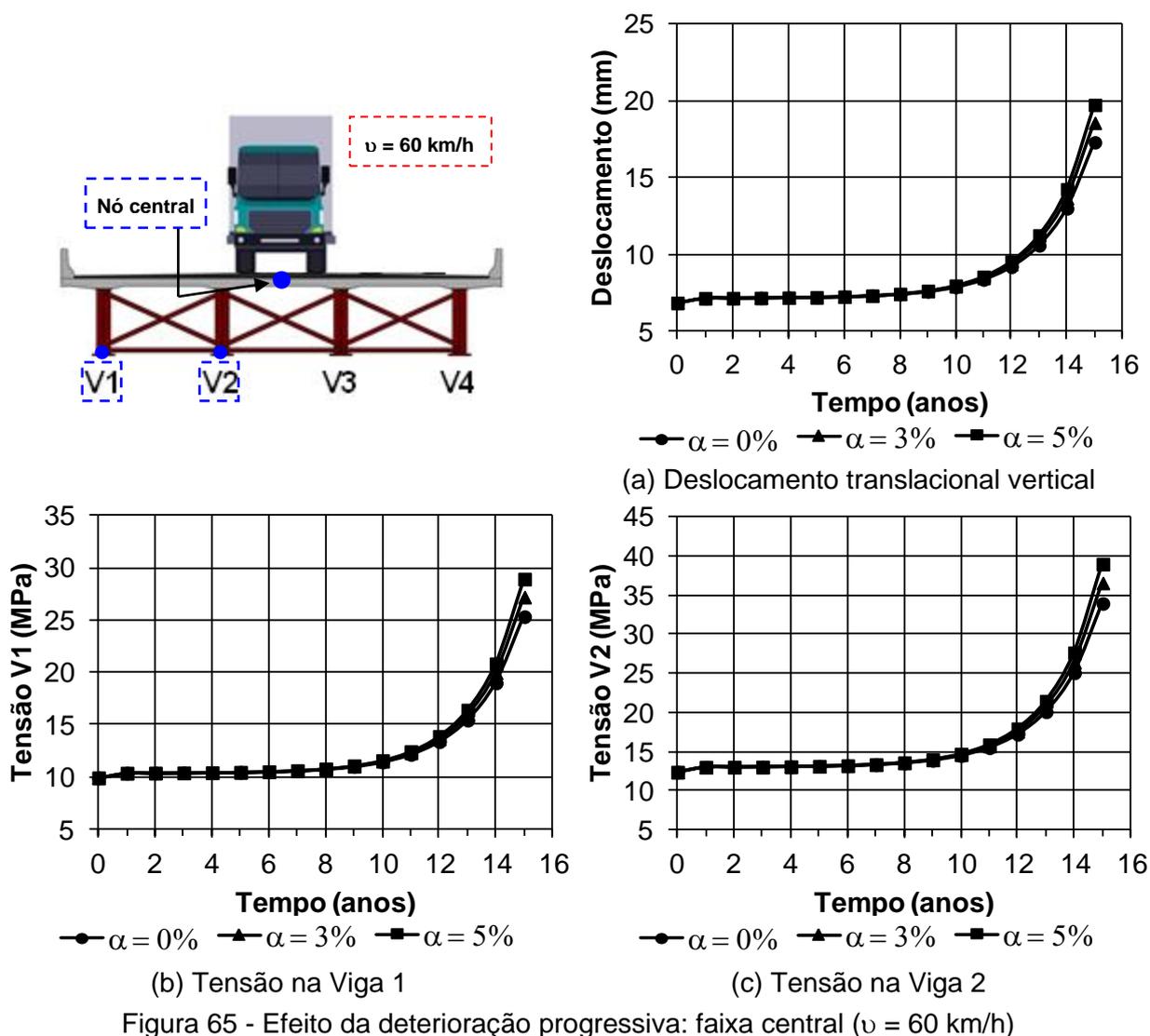
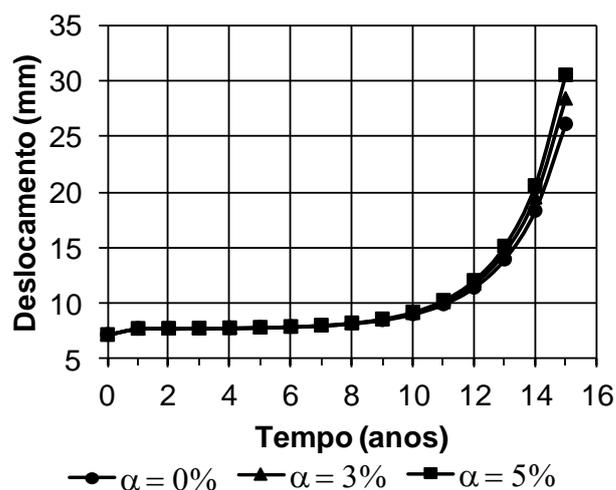
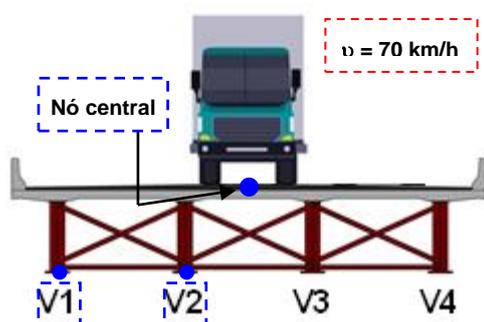
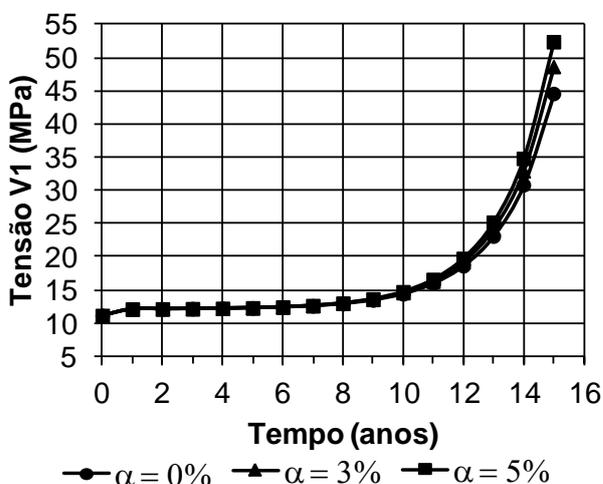
Figura 65 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 60$ km/h)

Tabela 25 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 70$ km/h)

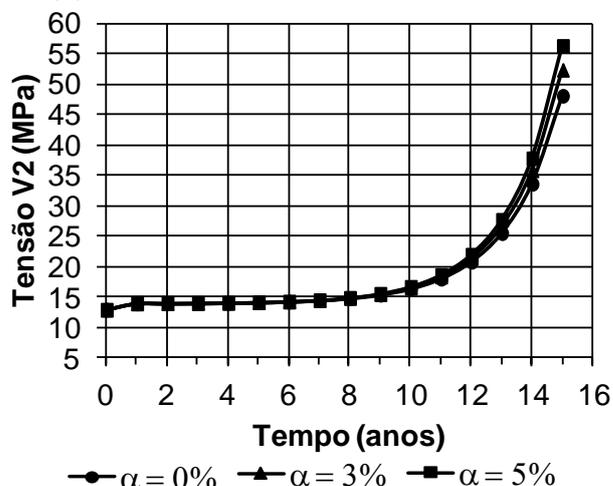
t (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V1 (MPa)			Tensão V2 (MPa)		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
0	7,1998	7,1998	7,1998	11,1849	11,1849	11,1849	12,8501	12,8501	12,8501
1	7,7500	7,7501	7,7501	12,1565	12,1566	12,1566	13,8727	13,8727	13,8727
2	7,7616	7,7618	7,7619	12,1770	12,1772	12,1774	13,8941	13,8944	13,8946
3	7,7788	7,7793	7,7796	12,2074	12,2082	12,2088	13,9261	13,9270	13,9276
4	7,8052	7,8064	7,8072	12,2539	12,2560	12,2574	13,9751	13,9773	13,9788
5	7,8465	7,8493	7,8512	12,3269	12,3317	12,3352	14,0519	14,0570	14,0606
6	7,9131	7,9191	7,9234	12,4445	12,4550	12,4627	14,1757	14,1867	14,1949
7	8,0229	8,0354	8,0448	12,6383	12,6604	12,6770	14,3796	14,4028	14,4204
8	8,2069	8,2325	8,2523	12,9633	13,0085	13,0435	14,7216	14,7692	14,8060
9	8,5187	8,5697	8,6100	13,5139	13,6038	13,6750	15,3010	15,3957	15,4705
10	9,0471	9,1456	9,2252	14,4468	14,6207	14,7614	16,2828	16,4657	16,6138
11	9,9380	10,1233	10,2767	16,0199	16,3472	16,6181	17,9382	18,2826	18,5676
12	11,4357	11,7789	12,0699	18,6646	19,2707	19,7844	20,7212	21,3589	21,8996
13	13,9703	14,6052	15,1576	23,1402	24,2613	25,2367	25,4309	26,6106	27,6371
14	18,3445	19,5357	20,6019	30,8641	32,9675	34,8502	33,5589	35,7723	37,7535
15	26,1381	28,4343	30,5535	44,6259	48,6806	52,4225	48,0406	52,3074	56,2451



(a) Deslocamento translacional vertical



(b) Tensão na Viga 1



(c) Tensão na Viga 2

Figura 66 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central ($v = 70$ km/h)

Tabela 26 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central (v = 80 km/h)

t (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V1 (MPa)			Tensão V2 (MPa)		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
0	6,6617	6,6617	6,6617	10,0778	10,0778	10,0778	11,8320	11,8320	11,8320
1	6,9943	6,9943	6,9943	10,6118	10,6118	10,6118	12,5033	12,5034	12,5034
2	7,0012	7,0013	7,0014	10,6230	10,6231	10,6232	12,5174	12,5176	12,5177
3	7,0116	7,0119	7,0121	10,6397	10,6402	10,6405	12,5385	12,5390	12,5394
4	7,0276	7,0283	7,0288	10,6653	10,6664	10,6672	12,5706	12,5720	12,5730
5	7,0526	7,0542	7,0554	10,7054	10,7080	10,7099	12,6210	12,6244	12,6268
6	7,0928	7,0964	7,0990	10,7700	10,7758	10,7800	12,7023	12,7095	12,7149
7	7,1591	7,1667	7,1724	10,8765	10,8886	10,8978	12,8362	12,8514	12,8629
8	7,2704	7,2858	7,2978	11,0551	11,0800	11,0992	13,0607	13,0920	13,1161
9	7,4588	7,4896	7,5139	11,3577	11,4071	11,4462	13,4411	13,5033	13,5524
10	7,7780	7,8376	7,8857	11,8704	11,9660	12,0433	14,0857	14,2058	14,3030
11	8,3164	8,4284	8,5211	12,7349	12,9148	13,0636	15,1726	15,3987	15,5858
12	9,2215	9,4289	9,6047	14,1883	14,5214	14,8037	16,9997	17,4185	17,7734
13	10,7531	11,1368	11,4706	16,6479	17,2640	17,8001	20,0920	20,8665	21,5404
14	13,3965	14,1163	14,7606	20,8927	22,0486	23,0833	25,4284	26,8816	28,1824
15	18,1061	19,4937	20,7743	28,4556	30,6838	32,7403	34,9365	37,7378	40,3232

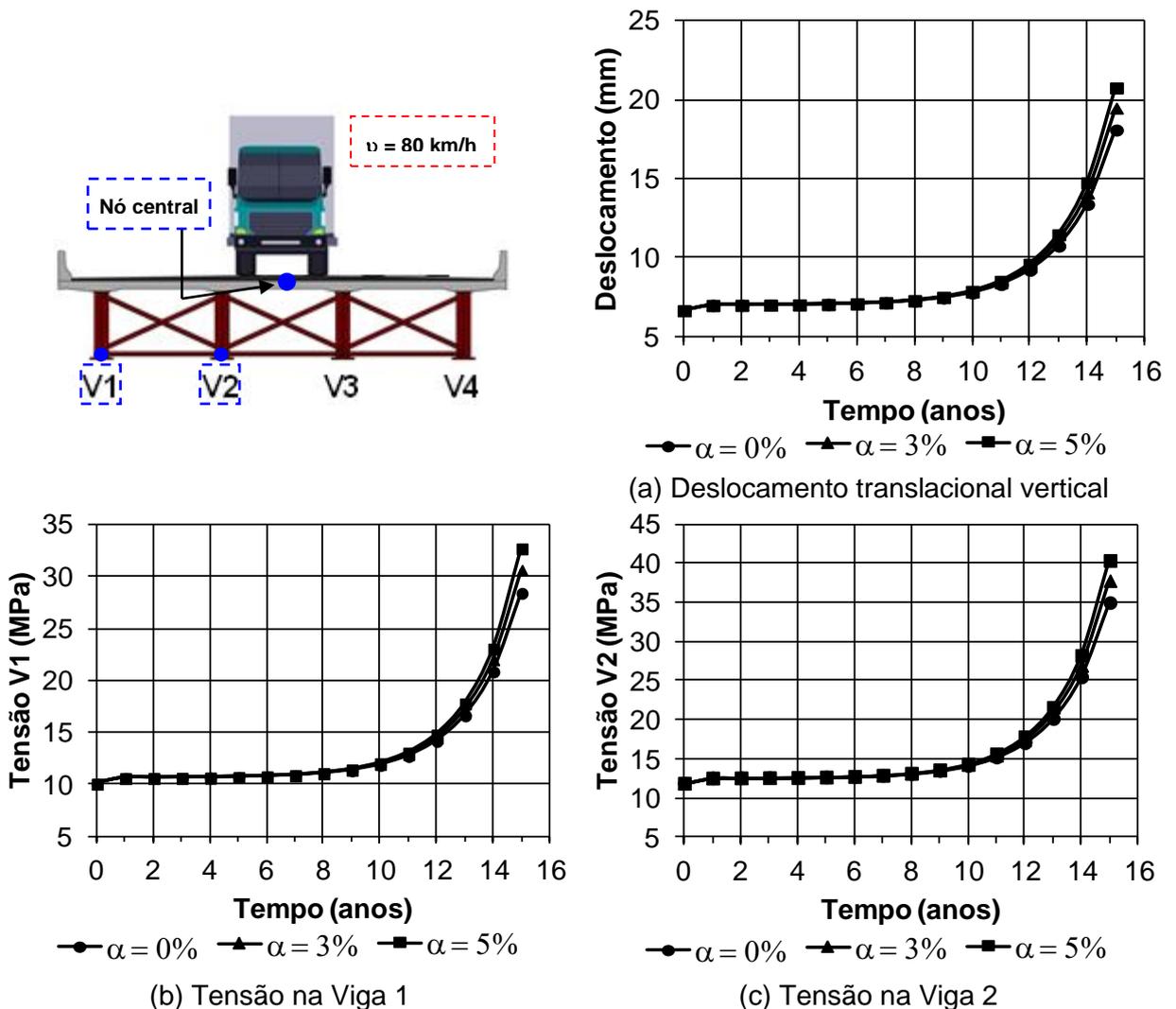


Figura 67 - Efeito da deterioração progressiva: faixa central (v = 80 km/h)

As Tabelas 27 e 28 apresentam os valores de deslocamento translacionais verticais no nó central da ponte, e de tensão nas Vigas 3 e 4, para os três cenários de incremento de tráfego ($\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$, $\alpha = 5\%$) ao longo de 15 anos, considerando comboio posicionado conforme a Situação 2: comboio em uma faixa lateral (Figura 55).

As Figuras 68 e 69 ilustram graficamente esses resultados. É possível perceber um aumento significativo do deslocamento e da tensão ao longo do processo de deterioração. Convém evidenciar, conforme mencionado anteriormente, que na consideração de uma faixa lateral são considerados dois parâmetros de velocidade para cada caso: 40 e 70 km/h.

Assim como nos casos anteriores, à medida que o processo de deterioração do pavimento se acentua, maiores são os deslocamentos translacionais verticais e as tensões encontradas. Nesse contexto, a idade é considerada fator primordial na previsão da deterioração do pavimento, uma vez que inclui implicitamente o efeito de cargas cumulativas de tráfego e de fatores ambientais. Dessa forma, a manutenção poderá ser realizada antes que o pavimento se encontre em um estado agravado de deterioração, o que evitará acréscimos de deslocamentos e tensões que seriam provocados pela má condição da pista.

Tabela 27 - Efeito da deterioração progressiva: faixa lateral ($v = 40$ km/h)

t (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V3 (MPa)			Tensão V4 (MPa)		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
0	5,65411	5,65411	5,65411	7,22255	7,22255	7,22255	1,71923	1,71923	1,71923
1	6,11407	6,1141	6,11411	7,81907	7,8191	7,81912	1,84595	1,84596	1,84597
2	6,12374	6,12386	6,12394	7,8316	7,83176	7,83186	1,84862	1,84865	1,84867
3	6,13813	6,13852	6,13879	7,85027	7,85077	7,85112	1,85258	1,85269	1,85276
4	6,16016	6,16114	6,16183	7,87883	7,88011	7,88101	1,85865	1,85892	1,85911
5	6,19471	6,19699	6,19863	7,92365	7,9266	7,92873	1,86817	1,8688	1,86925
6	6,25037	6,25535	6,25901	7,99583	8,00228	8,00703	1,88351	1,88488	1,88589
7	6,3421	6,35256	6,36045	8,11479	8,12836	8,13859	1,90878	1,91166	1,91384
8	6,49597	6,51738	6,53391	8,31435	8,3421	8,36355	1,95117	1,95707	1,96163
9	6,75659	6,79918	6,83286	8,65233	8,70757	8,75124	2,02298	2,03471	2,04399
10	7,19821	7,28052	7,34712	9,22507	9,33182	9,41818	2,14465	2,16733	2,18568
11	7,94287	8,09779	8,22601	10,1908	10,3917	10,558	2,34982	2,3925	2,42783
12	9,19475	9,48165	9,72486	11,8143	12,1864	12,5018	2,69474	2,77378	2,84079
13	11,3134	11,8441	12,3057	14,5619	15,2502	15,8489	3,27846	3,42467	3,55185
14	14,9696	15,9653	16,8565	19,3036	20,5949	21,7507	4,28581	4,56014	4,80568
15	21,4840	23,4033	25,1746	27,7521	30,2411	32,5383	6,08064	6,60944	7,09746

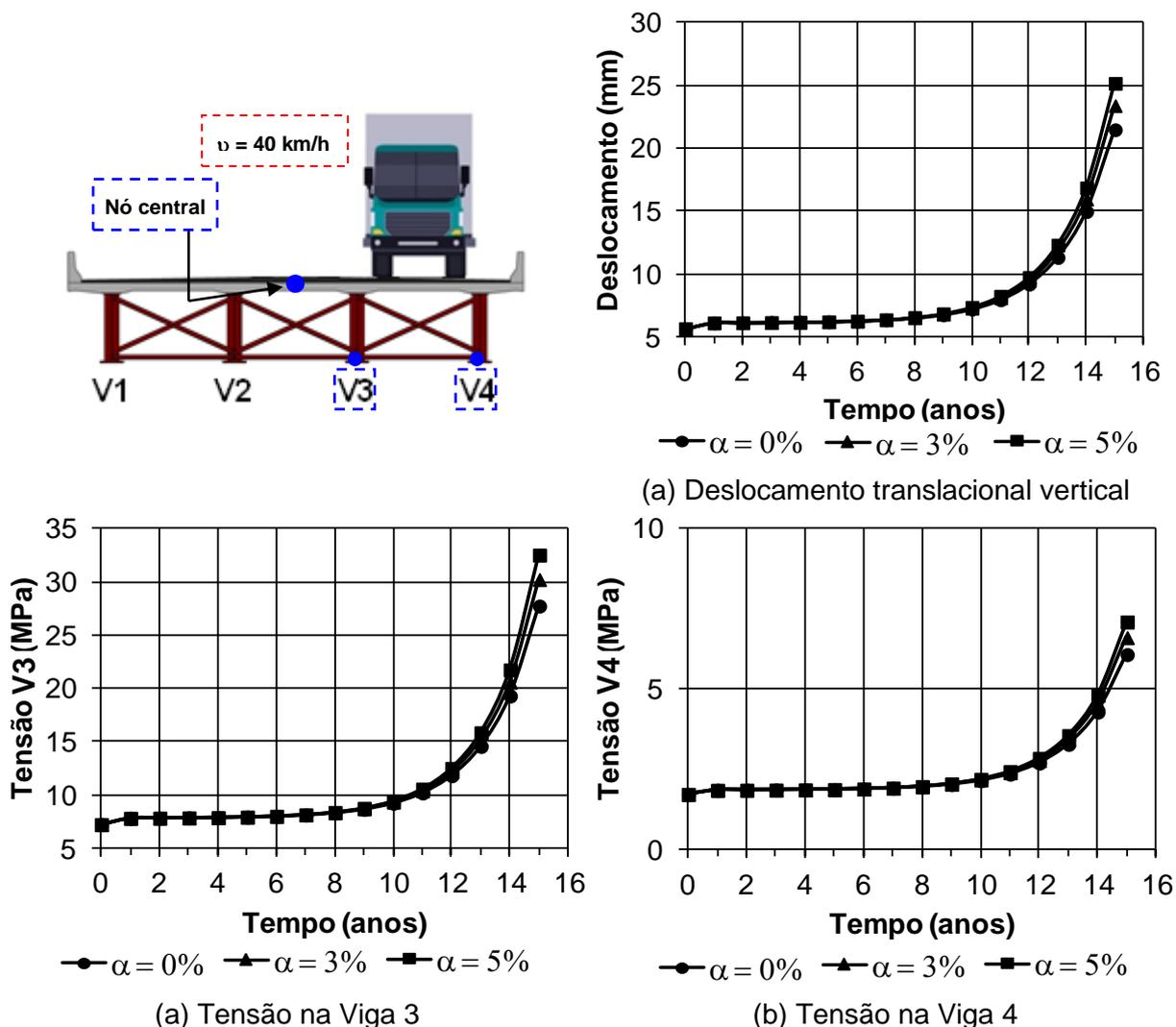


Figura 68 - Efeito da deterioração progressiva: faixa lateral ($v = 40$ km/h)

Tabela 28 - Efeito da deterioração progressiva: faixa lateral ($v = 70$ km/h)

t (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V3 (MPa)			Tensão V4 (MPa)		
	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
0	6,28843	6,28843	6,28843	8,85293	8,85293	8,85293	4,73722	4,73722	4,73722
1	6,83315	6,83319	6,8332	9,84089	9,84095	9,84098	5,71127	5,71133	5,71136
2	6,8446	6,84474	6,84484	9,86165	9,86191	9,86208	5,73174	5,73199	5,73216
3	6,86165	6,86211	6,86242	9,89257	9,8934	9,89398	5,76222	5,76304	5,76361
4	6,88773	6,8889	6,88972	9,93987	9,94199	9,94348	5,80886	5,81095	5,81241
5	6,92866	6,93136	6,9333	10,0141	10,019	10,0225	5,88204	5,88688	5,89034
6	6,99457	7,00046	7,0048	10,1337	10,1443	10,1522	5,99991	6,01045	6,0182
7	7,1032	7,11559	7,12494	10,3307	10,3532	10,3701	6,19416	6,21632	6,23302
8	7,28543	7,31078	7,33036	10,6612	10,7072	10,7427	6,52002	6,56533	6,60035
9	7,59407	7,6445	7,68439	11,221	11,3124	11,3848	7,07191	7,16209	7,23342
10	8,11708	8,21455	8,29342	12,1695	12,3463	12,4894	8,00713	8,18143	8,32246
11	8,99895	9,18242	9,33427	13,769	14,1018	14,3772	9,58407	9,91215	10,1837
12	10,4815	10,8213	11,1093	16,4579	17,0742	17,5965	12,2352	12,8427	13,3577
13	12,9905	13,619	14,1658	21,0085	22,1484	23,1401	16,7217	17,8455	18,8233
14	17,3205	18,4996	19,5551	28,8618	31,0004	32,9147	24,4644	26,5729	28,4602
15	25,0353	27,3083	29,4061	42,8542	46,9767	50,7814	38,2597	42,3242	46,0753

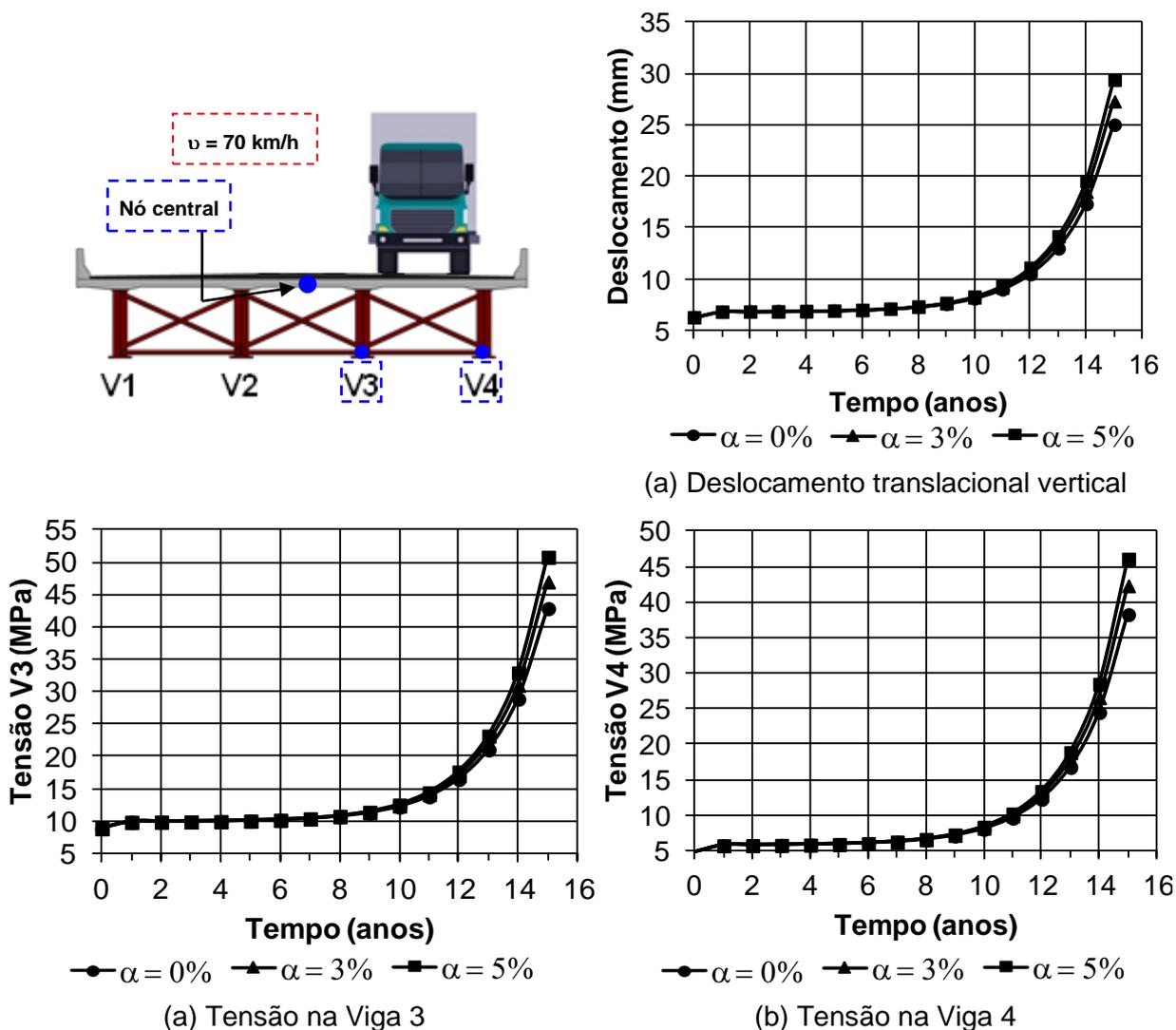


Figura 69 - Efeito da deterioração progressiva: faixa lateral ($v = 70 \text{ km/h}$)

Tendo como objetivo facilitar a avaliação da amplificação dos valores de deslocamento e de tensão entre a situação sem deterioração ($t = 0$) e a situação após 15 anos de deterioração, as Tabelas 29 e 30 apresentam, de forma esquemática, esses valores para faixa central e faixa lateral, respectivamente.

Baseando-se nas respostas obtidas para a velocidade de 70 km/h , que é responsável pelos maiores valores de amplificação devido à frequência de travessia a ela associada (ver item 8.4), pode-se observar que para o comboio na faixa central (Tabela 29), após 15 anos, o deslocamento é, em média, 3,94 maior. No que diz respeito às tensões, as respostas após 15 anos são, em média, 4,35 maiores que o inicial ($t = 0$) para viga V1 e 4,06 maiores que a situação inicial ($t = 0$) para viga V2.

Analisando-se o comboio localizado na faixa lateral (Tabela 30), os valores de amplificação são ainda maiores. Comparando a situação inicial do pavimento, sem

deterioração ($t = 0$), com a situação após 15 anos de deterioração, observa-se que os deslocamentos são, em média, 4,33 mais elevados e as tensões em V1 e V2 são, respectivamente, 5,3 e 8,91 maiores. Esses incrementos significativos nos valores de deslocamento e de tensões demonstram a importância de se avaliar a deterioração do pavimento de forma progressiva ao longo do tempo.

Tabela 29 - Efeito da deterioração progressiva após 15 anos: faixa central

	Tempo (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V1 (MPa)			Tensão V2 (MPa)		
		$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
$v = 20$ km/h	t = 0	6,54	6,54	6,54	9,89	9,89	9,89	11,59	11,59	11,59
	t = 15	14,88	15,89	16,83	22,46	23,98	25,39	30,15	32,4	34,47
$v = 30$	t = 0	7,15	7,15	7,15	11,01	11,01	11,01	12,83	12,83	12,83
	t = 15	22,58	24,45	26,17	36,9	40,04	42,93	43,71	47,45	50,91
$v = 40$ km/h	t = 0	6,49	6,49	6,49	9,73	9,73	9,73	11,35	11,35	11,35
	t = 15	17,34	18,66	19,87	27,33	29,47	31,44	32,55	35,12	37,49
$v = 50$	t = 0	6,62	6,62	6,62	10,34	10,34	10,34	11,89	11,89	11,89
	t = 15	9,8	10,18	10,54	14,68	15,21	15,7	18,38	19,17	19,9
$v = 60$	t = 0	6,83	6,83	6,83	9,92	9,92	9,92	12,37	12,37	12,37
	t = 15	17,31	18,58	19,75	25,35	27,22	28,95	33,97	36,59	39,01
$v = 70$	t = 0	7,2	7,2	7,2	11,18	11,18	11,18	12,85	12,85	12,85
	t = 15	26,14	28,43	30,55	44,63	48,68	52,42	48,04	52,31	56,24
$v = 80$	t = 0	6,66	6,66	6,66	10,08	10,08	10,08	11,83	11,83	11,83
	t = 15	18,11	19,49	20,77	28,46	30,68	32,74	34,94	37,74	40,32

Tabela 30 - Efeito da deterioração progressiva após 15 anos: faixa lateral

	Tempo (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V3 (MPa)			Tensão V4 (MPa)		
		$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 0\%$	$\alpha = 3\%$	$\alpha = 5\%$
$v = 40$ km/h	t = 0	5,65	5,65	5,65	7,22	7,22	7,22	1,72	1,72	1,72
	t = 15	21,48	23,40	25,17	27,75	30,24	32,54	6,08	6,61	7,10
$v = 70$ km/h	t = 0	6,29	6,29	6,29	8,85	8,85	8,85	4,74	4,74	4,74
	t = 15	25,03	27,31	29,41	42,85	46,98	50,78	38,26	42,32	46,07

8.6 Avaliação da resposta em termos de deslocamento e de tensão

É necessário, inicialmente, ressaltar que os resultados a seguir são apenas para situação sem deterioração ($t = 0$) e para $t = 11$, 13 e 15 anos, que caracterizam a mudança de classificação de RRC, de excelente para bom, de bom para médio e de médio para ruim, respectivamente, conforme ilustra o gráfico da Figura 57.

São apresentados, nas Figuras 70 (a), 71, 72 e 73, os gráficos de resposta dos deslocamentos translacionais verticais, no domínio do tempo e da frequência, para os três incrementos de tráfego ($\alpha = 0\%$, 3% e 5%), considerando comboio localizado na faixa central (Situação 1), para a velocidade mais significativa do ponto de vista qualitativo e quantitativo, no que tange à resposta dinâmica da estrutura ($v = 70$ km/h).

Além disso, com o objetivo de ilustrar a resposta dinâmica da ponte, em termos das tensões, são apresentados nas Figuras 70 (b), 74, 75 e 76 os históricos das tensões máximas encontradas ao longo do presente estudo, localizadas nas vigas V1 e V2, no centro do vão da ponte, para os três cenários de incremento de tráfego, também considerando comboio na faixa central, para $v = 70$ km/h.

Inicialmente, pode-se observar que, no que tange ao comportamento dos históricos de deslocamentos e tensões, todos os casos analisados passam a apresentar um comportamento permanente após um tempo pelo menos três vezes maior que o tempo referente à passagem de um veículo ($t / t_1 = 3$).

No que diz respeito à avaliação qualitativa dos resultados constata-se que 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 ao incremento dos valores de deslocamento e tensão à medida que o processo de deterioração do pavimento se acentua.

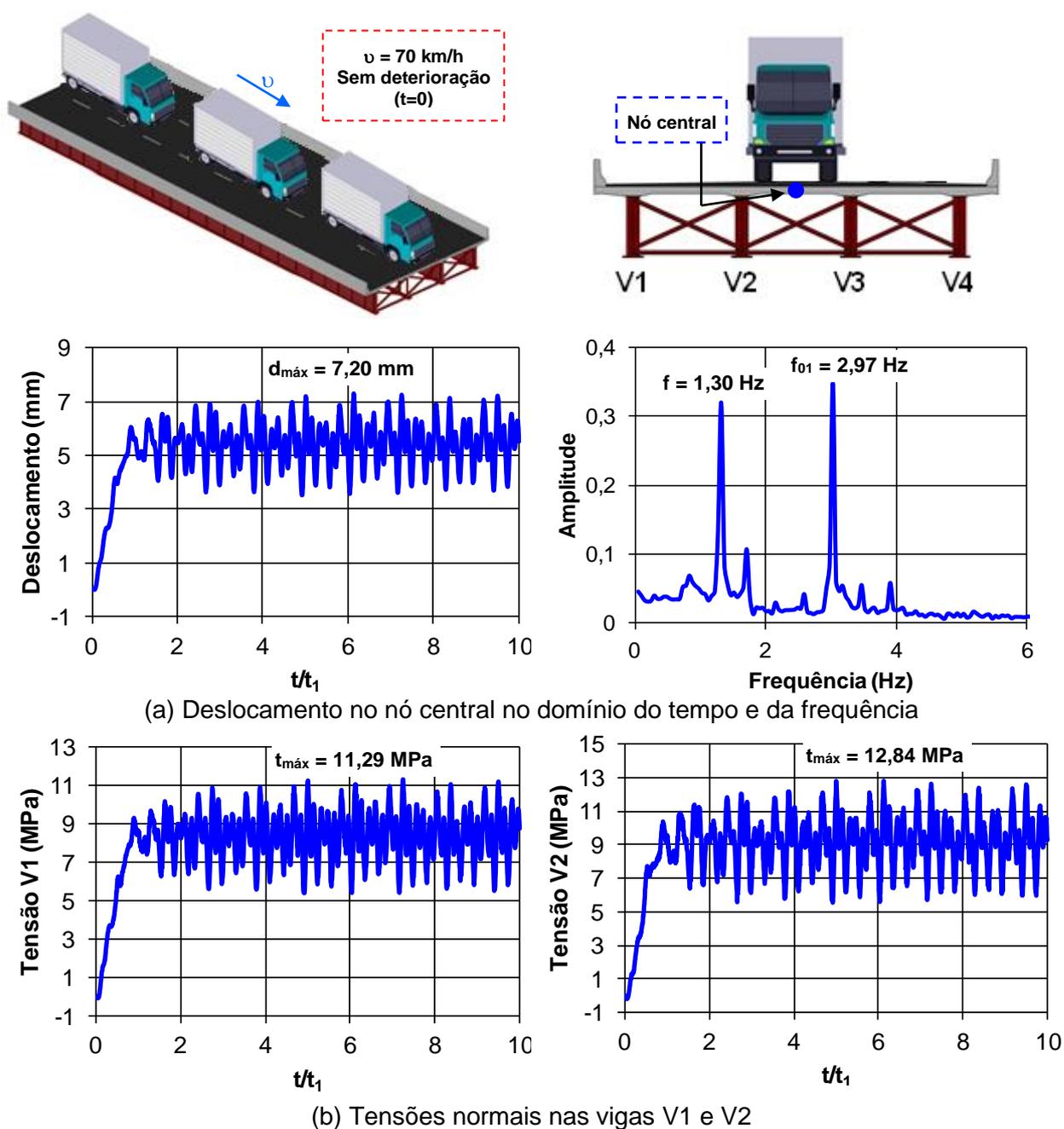


Figura 70 - Deslocamento nó central e tensões em V1 e V2: faixa central [$v = 70$ km/h ($t=0$)]

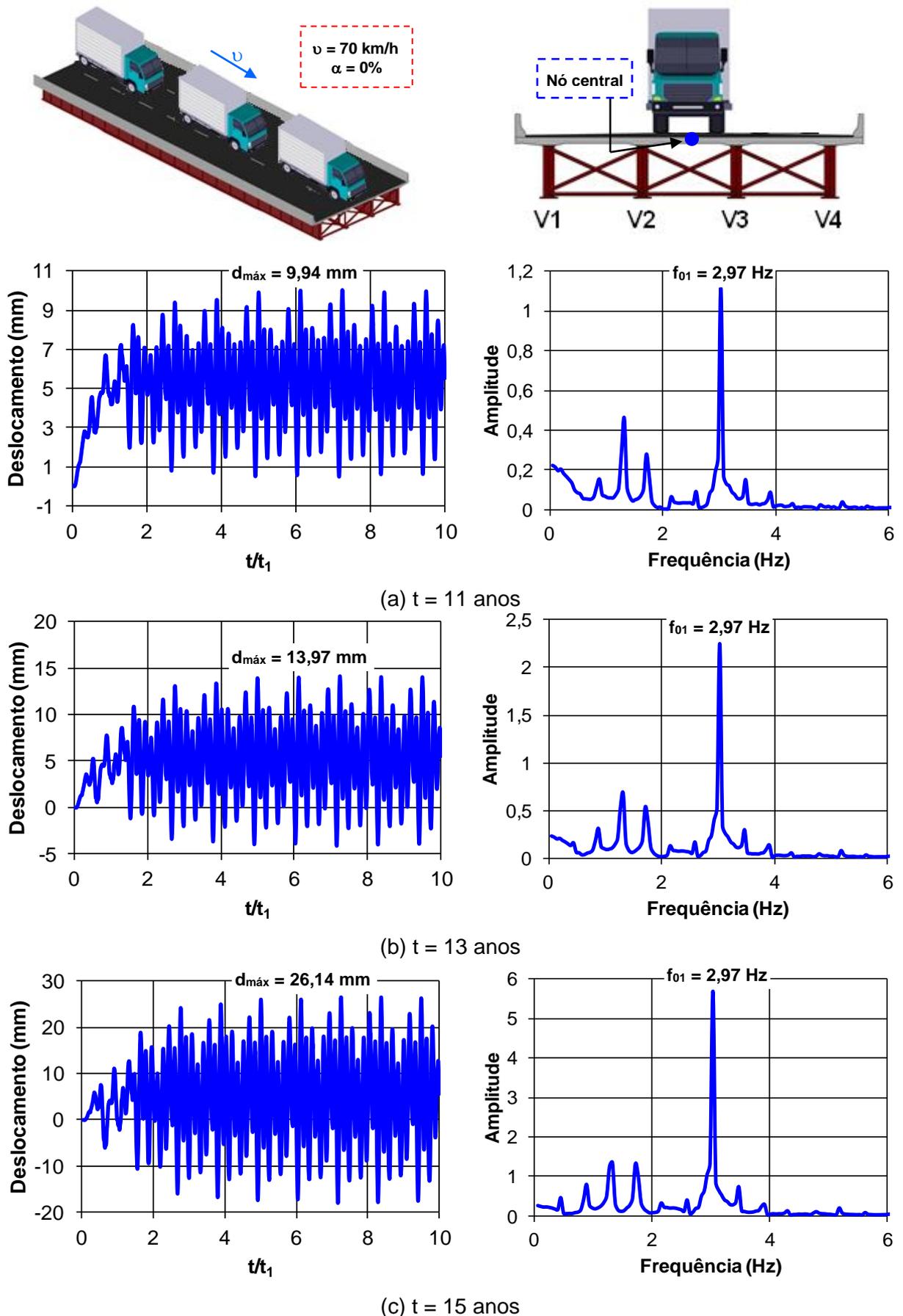


Figura 71 - Deslocamentos no nó central: faixa central [$v = 70 \text{ km/h}$ ($\alpha = 0\%$)]

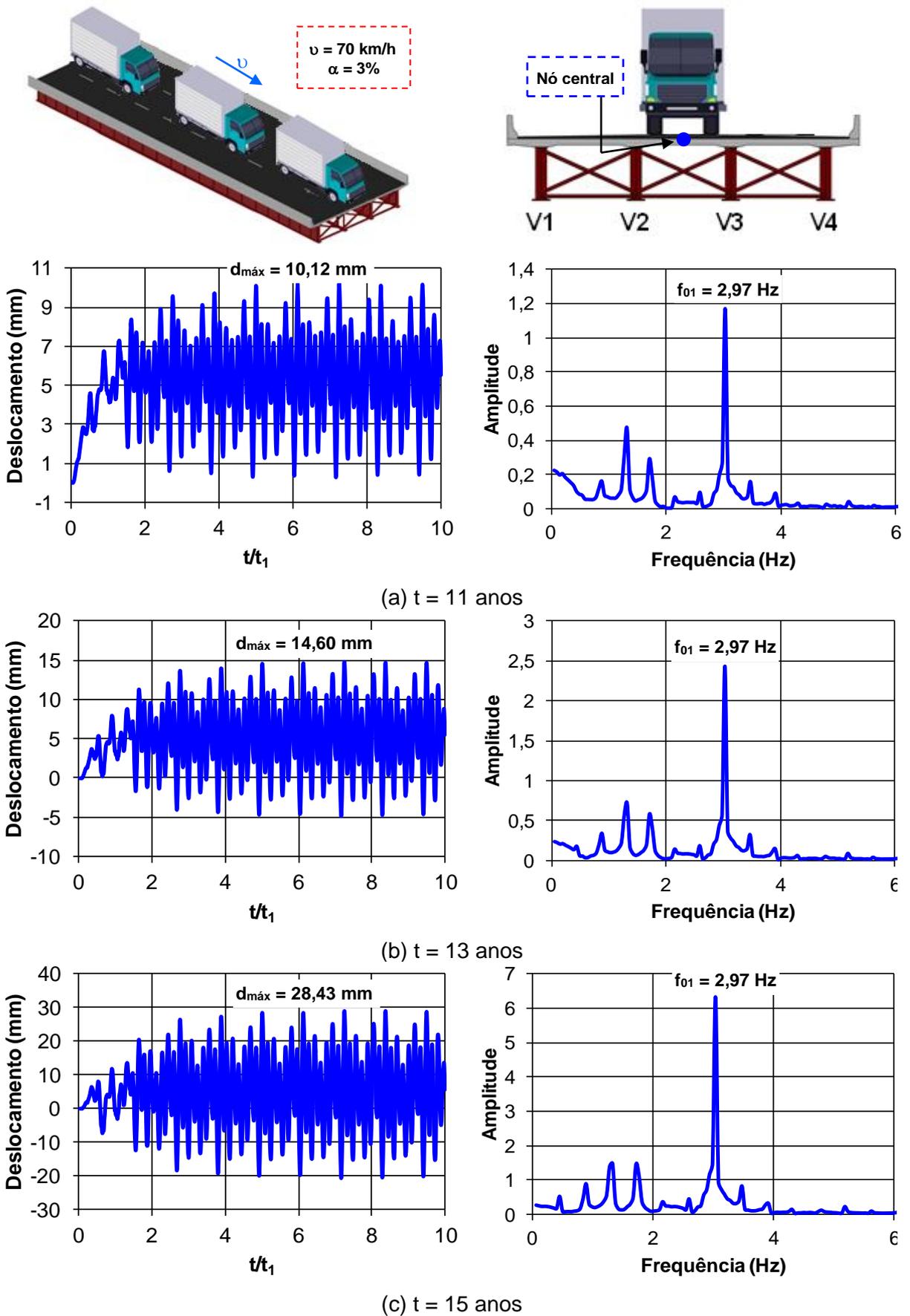


Figura 72 - Deslocamentos no nó central: faixa central [$v = 70 \text{ km/h}$ ($\alpha = 3\%$)]

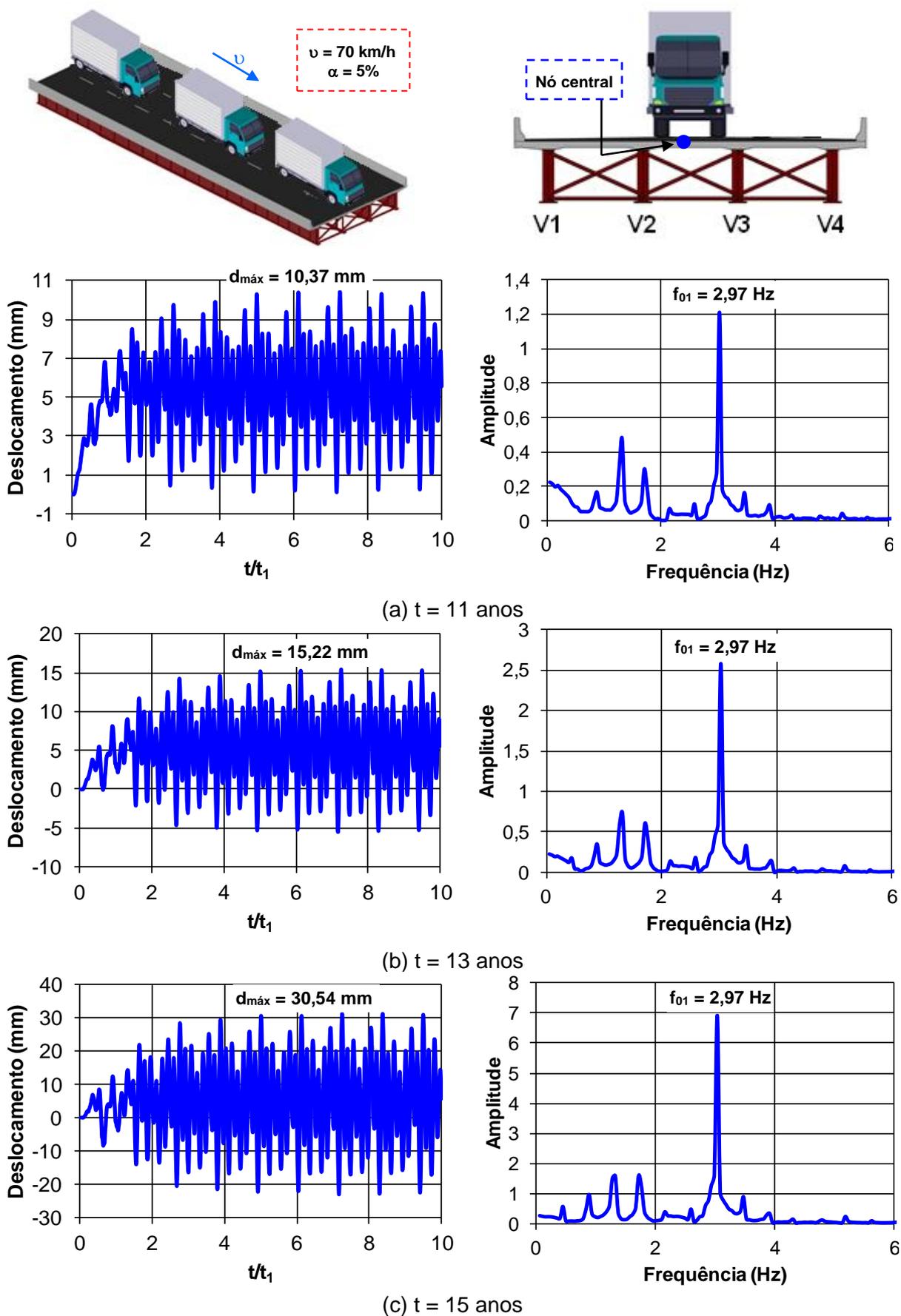


Figura 73 - Deslocamentos no nó central: faixa central [$v = 70 \text{ km/h}$ ($\alpha = 5\%$)]

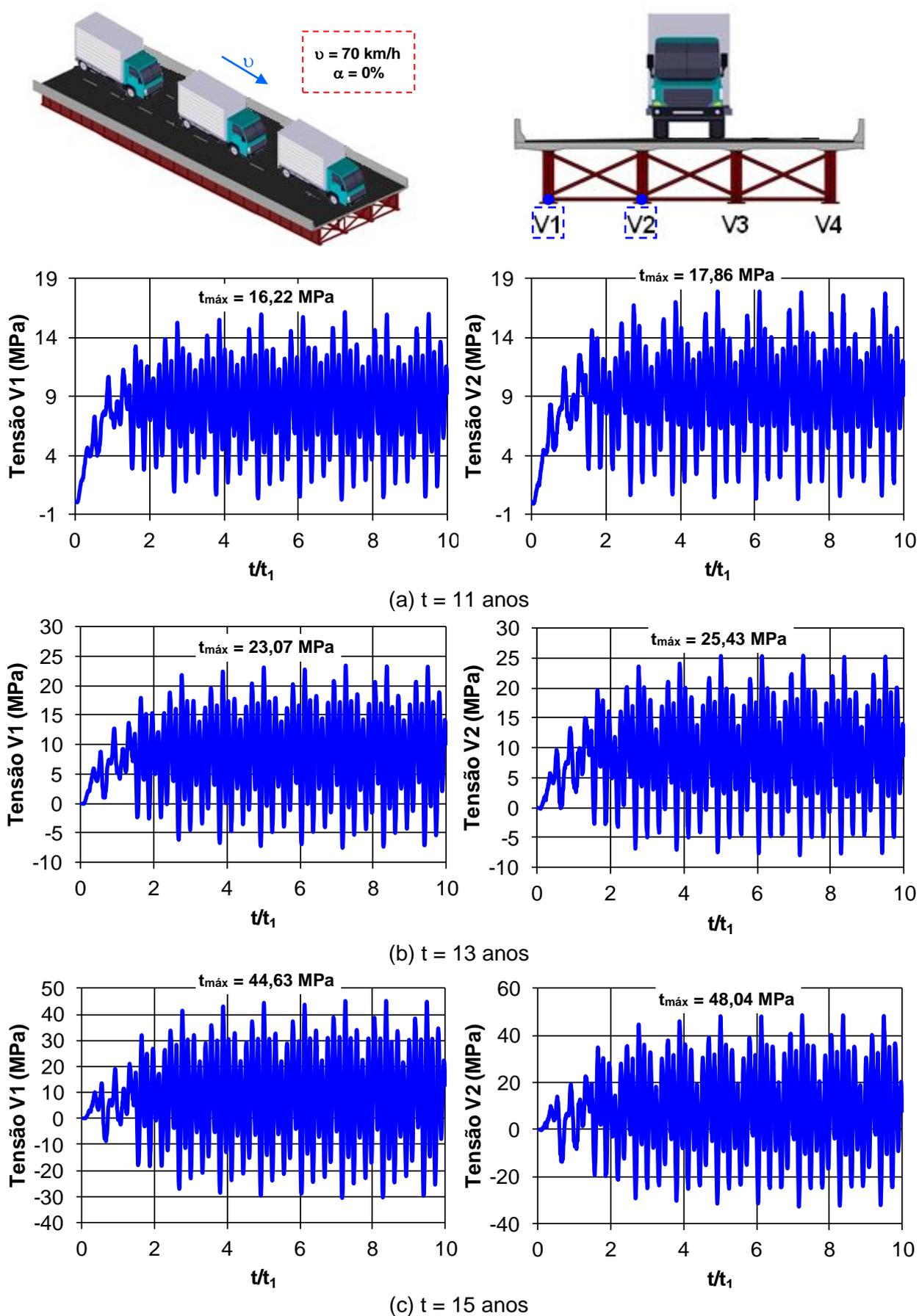


Figura 74 - Tensões nas vigas V1 e V2: faixa central [$v = 70 \text{ km/h}$ ($\alpha = 0\%$)]

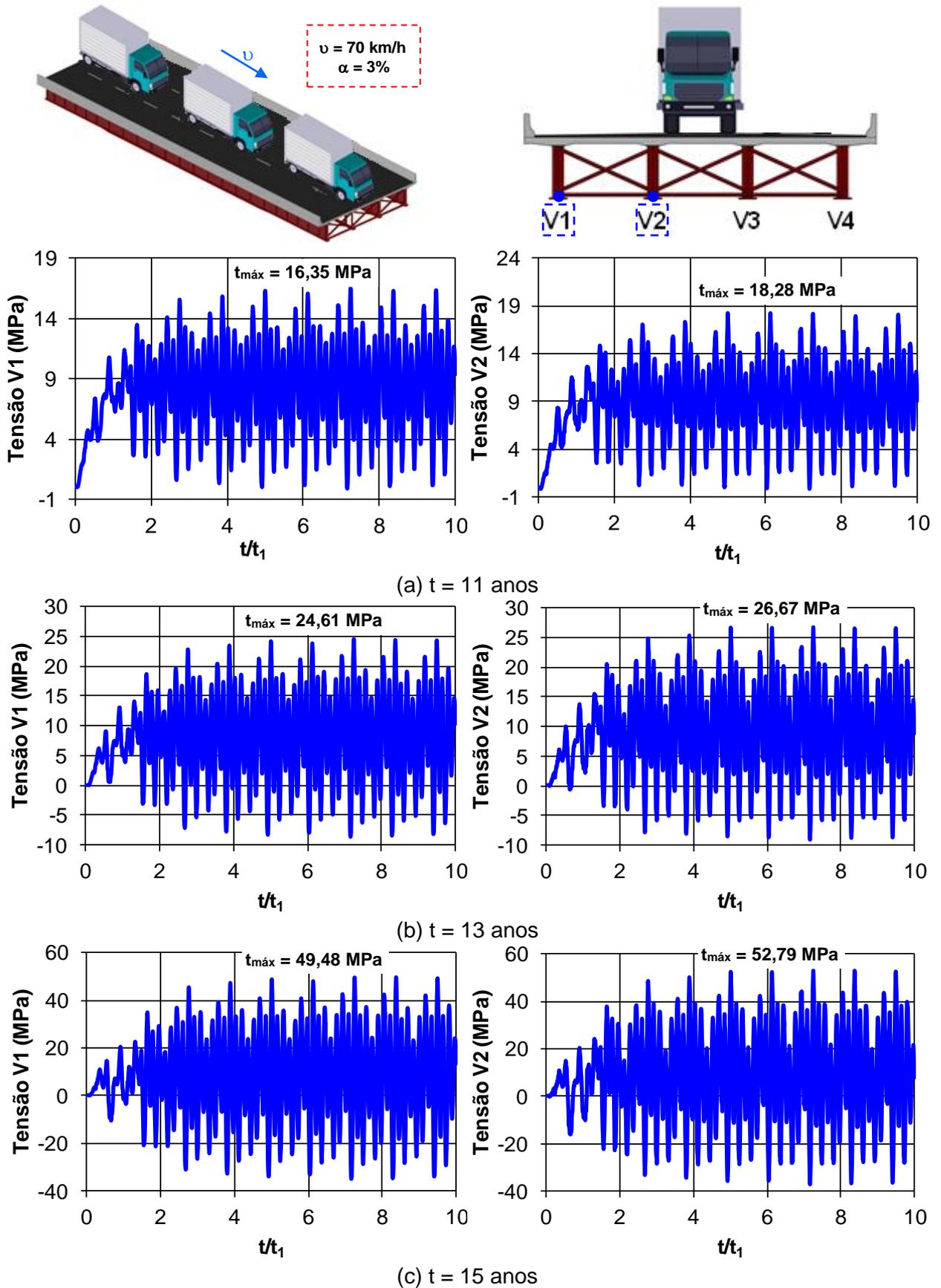


Figura 75 - Tensões nas vigas V1 e V2: faixa central [$v = 70 \text{ km/h}$ ($\alpha = 3\%$)]

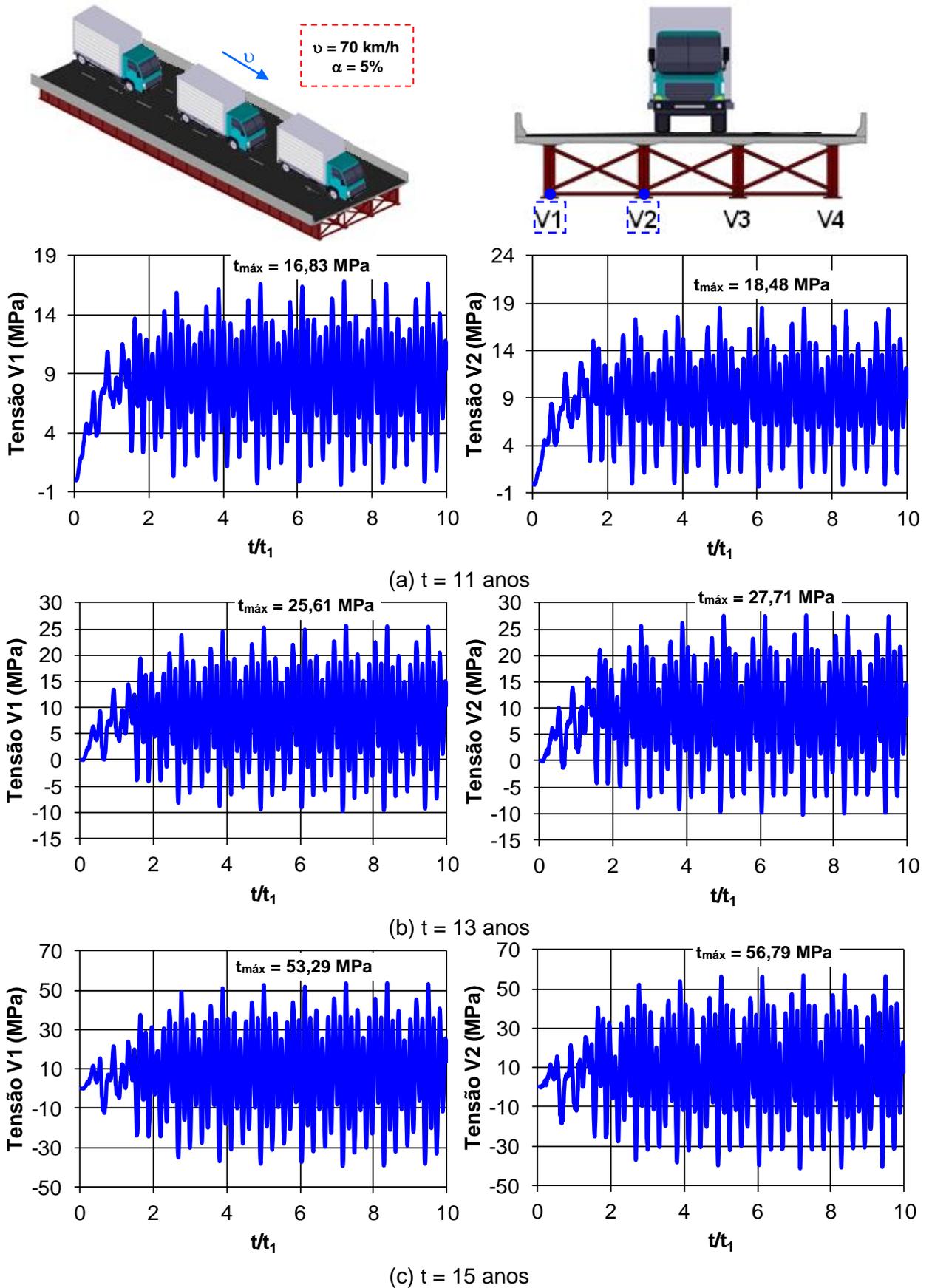


Figura 76 - Tensões nas vigas V1 e V2: faixa central [$v = 70 \text{ km/h}$ ($\alpha = 5\%$)]

No que diz respeito aos deslocamentos, pode-se observar que para os três incrementos de tráfego em estudo ($\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$ e $\alpha = 5\%$), representados nos gráficos das Figuras 71 a 73, o comportamento, do ponto de vista qualitativo, é bastante semelhante. Ambos os carregamentos são simétricos com relação ao eixo longitudinal da ponte e percebe-se aumento significativo dos valores de deslocamento ao passar do tempo devido à acentuação do processo de deterioração do pavimento.

No que tange à resposta de deslocamentos no domínio da frequência, observa-se na Figura 70 (a), situação sem deterioração ($t = 0$), dois picos de frequência: 1,30 Hz e 2,97 Hz. O primeiro pico diz respeito à frequência de travessia de 1,30 Hz ($f = 70/3,6/15$) devido à mobilidade entre os eixos direcionais simples de dois veículos consecutivos, espaçados de 15 m. O segundo pico representa a frequência fundamental da estrutura ($f_{01} = 2,97$ Hz). Percebe-se um padrão de pico em 2,97 Hz para $\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$ e $\alpha = 5\%$ (Figuras 71, 72 e 73), referente à frequência fundamental da estrutura. E é possível notar um aumento da amplitude à medida que se acentua o processo de deterioração ($t = 11, 13$ e 15 anos).

A seguinte convenção é adotada para avaliação dos valores de tensões: valores de tensão em compressão são representados com sinal negativo, enquanto valores de tensão em tração são representados com sinal positivo. Observa-se que as menores amplitudes de tensão oscilam, aproximadamente, na faixa de 0,5 MPa (Compressão) a 16 MPa (Tração), para o caso de $t = 11$ anos, conforme ilustrado nas Figuras 74 (a), 75 (a) e 76 (a).

Com relação aos maiores valores de amplitudes de tensão, conforme o esperado, ocorrerem para $t = 15$ anos, como pode ser visto nos gráficos das Figuras 74 (c), 75 (c) e 76 (c). Nessa situação, as tensões oscilam, aproximadamente, na faixa entre 30 MPa (Compressão) e 50 MPa (Tração), resultando em uma amplitude máxima de 80 MPa.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 Introdução

O principal objetivo desta dissertação de mestrado é desenvolver um estudo para a modelagem do comportamento estrutural dinâmico de um tabuleiro rodoviário misto (aço-concreto) de 40 m de comprimento, com base no emprego de um modelo matemático representativo da deterioração progressiva do pavimento. A metodologia de análise proposta é empregada mediante o desenvolvimento de um modelo numérico-computacional tridimensional, via Método dos Elementos Finitos, para avaliação da resposta dinâmica da estrutura. Considera-se a passagem de comboios de veículos introduzindo não só o efeito dinâmico da interação entre os veículos e a estrutura da ponte mista, mas também a modelagem das irregularidades de pista.

9.2 Conclusões

A seguir, são descritas as conclusões obtidas ao longo deste trabalho de pesquisa, de forma sistematizada, em função das análises realizadas (estática, modal e dinâmica), além das conclusões sobre o efeito da deterioração progressiva do pavimento ao longo do tempo.

9.2.1 Análise estática

Inicialmente, realiza-se a análise estática do modelo em elementos finitos da ponte rodoviária investigada considerando três parcelas de carregamento: cargas permanentes, cargas móveis sem impacto e cargas móveis com impacto. O coeficiente de impacto utilizado está de acordo com o previsto pela NBR 7188

(2013). Para cada um dos três casos analisados são extraídas as deformadas e os deslocamentos máximos.

A deformação máxima vertical devido às cargas permanentes obtida é igual a 49,90 mm, medida no centro do tabuleiro. Quanto às situações de cargas móveis sem impacto e com impacto, as deformações máximas verticais são respectivamente 33,73 mm e 49,59 mm, medidas na extremidade do tabuleiro. De acordo com a NBR 8800 (2008), o deslocamento máximo vertical deve ser igual a $L/800$, onde L é o comprimento da ponte, nesse caso, para $L = 40$ m, o deslocamento máximo é de 50 mm, que é atendido na ponte em estudo.

No que diz respeito às tensões, a tensão normal máxima devido às cargas permanentes é igual a 83,52 MPa. Quanto às situações de cargas móveis sem impacto e com impacto, as tensões normais máximas obtidas são respectivamente 59,71 MPa e 87,77 MPa, medidas na mesa inferior da viga V4. Convém evidenciar que os valores das tensões máximas obtidas se encontram abaixo do limite de escoamento do aço utilizado que é de 350 MPa.

9.2.2 Análise modal

Por meio da análise modal, observa-se que a frequência fundamental ($f_{01} = 2,98$ Hz) e a segunda frequência natural da ponte ($f_{02} = 3,67$ Hz), associadas, respectivamente, à flexão longitudinal e torção axial do sistema estrutural, apresentam valores baixos. Tal ocorrência demonstra o comportamento flexível da ponte e ressalta a necessidade de análise da resposta dinâmica da ponte, pois são frequências de vibração próximas às frequências de excitação características da passagem de comboios de veículos podendo, assim, acarretar fenômenos de vibração excessiva.

Cabe ressaltar ainda que o valor da frequência fundamental calculado com base no emprego do programa ANSYS (2010), via Método dos Elementos Finitos, apresenta pequena diferença em relação aos valores calculados por diferentes metodologias, o que fornece um bom indicativo de coerência no que diz respeito ao modelo numérico-computacional.

9.2.3 Análise dinâmica: avaliação dos espectros de resposta

Ao longo do estudo, no que diz respeito à avaliação dos espectros de resposta, são estudadas apenas a situação sem deterioração ($t = 0$) e as situações para $t = 11$ e 15 anos, que caracterizam a mudança de classificação de RRC, de excelente para bom e de médio para ruim, respectivamente. A resposta dinâmica obtida por meio dos espectros comprova a influência da configuração do tráfego sobre os valores de deslocamento, como por exemplo, a posição transversal dos veículos sobre o tabuleiro e o espaçamento, que está diretamente relacionado às frequências de excitação e à velocidade.

Nesse contexto, em todos os casos investigados, o pico de maior magnitude ocorre na velocidade de 70 km/h e é associado à frequência de travessia igual a $1,30 \text{ Hz}$ ($70/3,6/15$), capaz de excitar, no segundo harmônico ($2,60 \text{ Hz}$), uma região próxima à situação de ressonância. O pico de menor magnitude varia, dependendo do caso, entre $v = 30 \text{ km/h}$ e $v = 40 \text{ km/h}$. No cenário sem deterioração ($t = 0$) e em $t = 11$ anos, fixa-se em $v = 30 \text{ km/h}$, com frequência de travessia de $0,76 \text{ Hz}$ ($30/3,6/11$), capaz de excitar, no quarto harmônico ($3,04 \text{ Hz}$) a frequência fundamental da estrutura ($f_{01} = 2,97 \text{ Hz}$).

Observa-se assim, que para a ponte mista em estudo, os casos de amplificação mais elevados estão concentrados na velocidade de 70 km/h , em todos os casos de posicionamento de comboio analisados (faixa central, faixa lateral e duas faixas laterais).

9.2.4 Análise dinâmica: avaliação do efeito da deterioração progressiva

Durante o decorrer da pesquisa, no que tange à avaliação do efeito da deterioração progressiva do pavimento, analisa-se o comportamento dinâmico da ponte mista (aço-concreto) com o objetivo de determinar os deslocamentos e tensões sofridos pela estrutura diante do tráfego de comboio de veículos sobre o tabuleiro. Nessa perspectiva, uma extensa análise dinâmica não determinística é

realizada, englobando um total de 405 casos estudados, nos quais os veículos reais interagem com as irregularidades da pista ao longo do tempo.

Constata-se que os efeitos dinâmicos dependem essencialmente dos valores máximos das cargas dinâmicas transmitidas pelas rodas, que são determinadas principalmente pelas propriedades dinâmicas dos veículos, pela velocidade dos mesmos e pela qualidade do pavimento (irregularidades da pista).

A classificação do pavimento obtida com base no cálculo do RRC e na ISO 8608 (1995) é considerada excelente para os primeiros 10 anos. Após 11 e 12 anos de deterioração, passa a ser classificada como boa para os três cenários em estudo. É classificada como média, após 13 anos, para todos os valores de incremento de tráfego considerados e para $\alpha = 0\%$ e $\alpha = 3\%$, após 14 anos. A partir dos 14 anos, passa a ser considerada ruim para $\alpha = 5\%$ e, após 15 anos, a classificação da rugosidade é ruim para todos os cenários analisados.

Esse panorama de classificação das irregularidades do pavimento obtido através do cálculo e classificação do RRC deve ser considerado como componente crucial do sistema de gerenciamento do pavimento, pois permite que os engenheiros de manutenção tracem planos para os próximos anos e estabeleçam programa de obras de manutenção com base na condição prevista do pavimento.

Tendo como base as respostas obtidas para a velocidade de 70 km/h, que é responsável pelos maiores valores de amplificação devido à frequência de travessia a ela associada, pode-se observar que para o comboio na faixa central, após 15 anos, o deslocamento é, em média, 3,94 maior. No que diz respeito às tensões, as respostas após 15 anos são, em média, 4,35 maiores que o inicial ($t = 0$) para viga V1 e 4,06 maiores que a situação inicial ($t = 0$) para viga V2.

Analisando-se o comboio localizado na faixa lateral, os valores de amplificação são ainda maiores. Comparando a situação inicial do pavimento, sem deterioração ($t = 0$), com a situação após 15 anos de deterioração, observa-se que os deslocamentos são, em média, 4,33 mais elevados e as tensões em V3 e V4 são, respectivamente, 5,3 e 8,91 maiores. Tais incrementos significativos nos valores de deslocamento e de tensões ressaltam a importância de se considerar o caráter progressivo da deterioração no estudo do comportamento estrutural dinâmico de pontes rodoviárias submetidas ao carregamento de veículos.

Assim, percebe-se que o estudo do comportamento dinâmico é, sem dúvida, fundamental, pois além de auxiliar na escolha de uma concepção estrutural que evite frequências naturais próximas ou iguais às frequências de travessia dos veículos, atenuando os efeitos adversos da ressonância, também é capaz de prever, mediante avaliação da deterioração progressiva do pavimento, o momento de se executar a manutenção da pista.

Em síntese, propõem-se a conservação e a manutenção preventiva do pavimento da obra de arte como medidas racionais e efetivas a serem adotadas, a fim de atenuar o acréscimo de deslocamentos e de tensões ao longo do tempo. Haja vista que a manutenção da qualidade das irregularidades é de grande relevância para minorar os riscos de amplificações elevadas de deslocamento e de tensão que afetam profundamente o desempenho da estrutura.

9.3 Sugestões para trabalhos futuros

A seguir são relacionadas algumas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros associados a esta linha de pesquisa que engloba o comportamento dinâmico de sistemas estruturais mistos considerando o efeito da deterioração progressiva do pavimento.

- a) Utilizar outros modelos de veículos para considerar uma maior abrangência de resultados, além de estender o estudo para novos casos de tráfegos de comboios de veículos com diferentes velocidades;
- b) Realizar um extenso tratamento estatístico sobre o comportamento dinâmico de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto) submetidas ao tráfego de veículos sobre o tabuleiro irregular;
- c) Realizar monitorações experimentais dinâmicas em pontes rodoviárias, de maneira a refinar a metodologia de análise desenvolvida na presente investigação;
- d) Considerar a influência do efeito da interação parcial aço-concreto entre as vigas metálicas e a laje de concreto sobre a resposta estrutural da ponte rodoviária;
- e) Realizar a avaliação de fadiga da estrutura, avaliando as amplitudes de tensão obtidas para cada um dos elementos estruturais que compõem a ponte.

REFERÊNCIAS

AASHTO - Guide for Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1993.

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

AASHTO - Standards Specifications for Highway Bridges: Guidelines for Steel Girder Bridge Analysis. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2011.

ADNORMAS. O projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. Disponível em: <<https://revistaadnormas.com.br/2020/08/25/o-projeto-de-pontes-rodoviarias-de-aco-e-mistas-de-aco-e-concreto>>. Acesso em: 08 de set. de 2020.

ALENCAR, G. S. Análise Dinâmica e Verificação à Fadiga de Obras de Arte Rodoviárias Mistas (Aço-Concreto) submetidas ao Tráfego de Veículos sobre Pavimento Irregular. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2015.

ALENCAR, G. S.; JESUS, A. M. P. de.; CALÇADA, R. A. B.; SILVA, J. G. S. Fatigue life evaluation of a composite steel-concrete roadway bridge through the hot-spot stress method considering progressive pavement deterioration. *Engineering Structures*, v. 166, p. 46-61, 2018.

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, 2006.

AMORIM, Anderson Bastos 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, 2007.

ANSYS. Swanson Analysis Systems, Inc., P. O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065. Products ANSYS Academic Research, 2010.

BARBOSA, F. S. Efeitos da Interação Veículo-Pavimento-Estrutura em Pontes Metálicas com Tabuleiro Ortotrópico. Exame de Qualificação para Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1998.

BRUCH, Y. A. Análise Dinâmica de Placas Retangulares pelo Método dos Elementos Finitos. Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1973.

CAREY JR, W. N. and IRICK, P. E. The pavement serviceability performance concept. Highway Research Bulletin, v.250, pp. 40-58, 1975.

CARNEIRO, R. J. F. M. Análise de Pontes Rodoviárias sob Ação de Cargas Móveis. Tese de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1986.

CHANG, D.; LEE, H. Impact factors for simple-span highway girder bridges. Journal of Structural Engineering, v. 120, pp. 704-715, 1994.

CHOMPOOMING, K.; YENER, M. The influence of roadway surface irregularities and vehicle deceleration on bridge dynamics using the method of lines. Journal of Sound and Vibration, v. 183, pp. 567-589, 1995.

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

DNIT/IPR-720. Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006.

DNIT/QFV. Quadro de Fabricantes de Veículos. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - Diretoria de Infraestrutura Rodoviária, 2012.

DNIT/TER-005. Defeitos nos Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos: Terminologia. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte - Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2003.

EN 1991-2. Eurocode 1: Actions on Structures - Part 2: Traffic Loads on Bridges, 2003.

FARIAS, M. M.; SOUZA, R. O. Irregularidade Longitudinal e sua Influência na Avaliação Funcional de Pavimentos. Anais do VII Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, Vitória, 2002.

FERREIRA, K. I. I. Avaliação do Critério para Cálculo dos Efeitos de Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1991.

FERREIRA, V. T. Modelo Simplificado para a Análise Dinâmica de Estruturas Mistas de Pontes. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1999.

GILLESPIE, T. D.; SAYERS, M.; SEGEL L. Calibration and correlation of response type road roughness measuring systems. Highway Safety Research Institute, The University of Michigan, 1980.

GUPTA, R. K.; TRAIL-NASH, W. R. Bridge dynamic loading due to road surface irregularities and breaking of vehicle. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, v. 8, pp. 83-96, 1980.

HAN, W.; WU, J.; CAI, C. S.; CHEN, S. Characteristics and dynamic impact of overloaded extra heavy trucks on typical highway bridges. Journal of Bridge Engineering, v. 20, 2015.

HENCHI, K.; FAFARD, M.; DHATT, G.; TALBOT, M. Dynamic behaviour of multi-span beams under moving loads. Journal of Sound and Vibration, v. 199, pp. 33-50, 1997.

HUANG, T.; VELETOS, A. S. Analyses of dynamic response of highway bridges. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, v. 96, 1970.

INBANATHAN, B. M. J.; WIELAND, M. Bridge vibrations due to vehicle moving over rough surface. *Journal of Structural Engineering*, v. 113, pp. 1994-2009, 1987.

INGLIS, C. E. *A Mathematical Treatise on Vibrations in Railway Bridges*. Cambridge University Press, 1934.

ISO 8608. *Mechanical Vibration-Road Surface Profiles-Reporting of Measured Data*. International Standard Organization, 1995.

KRYLOV, A. N. *Über die erzwungenen schwingungen von gleichförmigen elastischen stäben*. *Mathematische Annalen*, v. 61, 1905.

KWON, K.; FRANGOPOL, D. M. Bridge Fatigue Reliability Assessment using Probability Density Functions of Equivalent Stress Range based on Field Monitoring Data. *International Journal of Fatigue*, v. 32, pp. 1221-1232, 2010.

LAW, S. S.; ZHU, X. Q. Bridge dynamic responses due to road surface roughness and braking of vehicle. *Journal of Sound and Vibration*, v. 282, pp. 805-830, 2005.

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

LEITÃO, F. N. *Modelagem do Comportamento Dinâmico e Verificação à Fadiga de Pontes Rodoviárias em Aço e Mistas (Aço-Concreto)*. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2014.

LI, C.; FAFITS, A. *Effect of Bridge Deck Roughness on Bridge Response*. *Proceedings of Seventh CMEM - Computational Methods and Experimental Measurements*, Computational Mechanics Publications, UK, 1995.

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

LIU, Y.; YIN, X.; DENG, L.; CAI, C. S. Ride comfort of the bridge-traffic wind coupled system considering bridge surface deterioration. *Wind and Structures*, v. 23, pp. 19-43, 2016.

LOPES, E. D. C. 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, 2008.

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, 2014.

MELO, E. S. Interação Dinâmica Veículo-Estrutura em Pequenas Pontes Rodoviárias. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007.

MURRAY, T. M.; ALLEN, D. E.; UNGAR, E. E. Floor vibration due to human activity, *Steel Design Guide Series*, AISC, 2003.

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

NBR 7187. Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1987.

NBR 7187. Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.

NBR 7188. Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984.

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

NBR 8800. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008.

NOWAK, A. S. Load model for bridge design code. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 21, pp. 36-49, 1994.

PATERSON, W. D. O. Road Deterioration and Maintenance Effects Models for Planning and Management. The World Bank, Baltimore, The Johns Hopkins University Press, 1987.

PATERSON, W. D. O.; ATTOH-OKINE B. Simplified Models of Paved Road Deterioration based on HDM-III. Annual Meeting Transportation Research Board, v. 1344, pp. 99-105, 1992.

PATRIMÔNIO CULTURAL BRASILEIRO. Ponte 25 de Julho. Disponível em: <<https://ipatrimonio.org/ponte-25-de-julho>>. Acesso em: 05 de jul. de 2019.

PERLINGEIRO, M. S. P. L.; FERREIRA, V, T.; CARVALHO, E. M. L.; BATTISTA, R.C. Influência da interação pavimento-veículo-estrutura na resposta dinâmica de pontes. Anais da XXX Jornada Sul-americana de Engenharia Estrutural, Brasília, 2002.

PINHO, F. O.; BELLEY, I. H. Pontes e Viadutos em Vigas Mistas: Série Manual Construção em Aço. Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), pp.138, 2007.

PRAVIA, Z. M. C. Estabilidade de Estruturas de Pontes Metálicas com Fraturas. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2003.

RAMALHO, F. N. M. Pontes Rodoviárias Submetidas a Situações Especiais de Carregamento Dinâmico. Tese de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1988.

RODRIGUES, R. M. Estudo do Trincamento dos Pavimentos. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991.

ROSSIGALI, C. E. Estudos Probabilísticos para Modelos de Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias no Brasil. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.

SANTOS, G. P. dos. Simulação da Interação Veículo-Estrutura-Pavimento em Pontes Rodoviárias. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2020.

SAYERS, M. W.; GILLESPI, T. D.; PATERSON, W. D. O. Guidelines for conducting and calibrating road roughness measurements. World Bank Technical Report, v.46, pp. 1-87, 1986.

SAYERS, M. W.; KARAMIHAS, S. M. The little book of profiling: Basis information about measuring an interpreting road profiles. The Regent of the University of Michigan, 1998.

SCHMIDT, E. P. Metodologia para Análise de Pontes Curvas sob o Efeito de Tráfego Pesado. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2017.

SCHMITZ, R. J. Estruturas Mistas: Projeto de uma ponte. Novas Edições Acadêmicas, 2019.

SILVA, H. N. T.; SOUZA, W. L. Análise visual e estudo das manifestações patológicas da ponte senador Fábio Lucena Manaus/AM. Revista Científica Semana Acadêmica, v.148, pp. 1-16, 2018.

SILVA, J. G. S. Análise Dinâmica Não-Determinística de Tabuleiros de Pontes Rodoviárias com Irregularidades Superficiais. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1996.

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

SILVA, J. G. S. Dynamical performance of highway bridge decks with irregular pavement surface. Computer & Structures, v. 82, pp. 871-881, 2004.

STOKES, G. Discussion of a differential equation relating to the breaking of railway bridges. Transactions of the Cambridge Philosophical Society, v. 8, 1849.

WILLIAMS, A. Structural Engineering Reference Manual. Professional Publications Inc, 2018.

WILLIS, R. Appendix to the Report of the Commissioners Appointed to Inquire into the Application of Iron to Railway Structures. Stationary Office, 1849.

YIN, X.; LIU, Y.; DENG, L.; CAI, C. S. Impact factors of bridges in service under stochastic traffic flow and road surface progressive deterioration. Advances in Structural Engineering, v. 19, 2016.

YSHIBA, J. K. Modelos de Desempenho de Pavimentos: Estudo de Rodovias do Estado do Paraná. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, 2003.

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

ZHANG, W.; CAI, C. S. Fatigue reliability assessment for existing bridges considering vehicle speed and road surface conditions. *Journal of Bridge Engineering*, v. 17, pp. 443-453, 2012.

ZHANG, W.; CAI, C. S. Reliability-Based Dynamic Amplification Factor on Stress Ranges for Fatigue Design of Existing Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, v. 18, pp. 538-552, 2013.

ZHANG, W.; CAI, C. S.; PAN, F. Nonlinear fatigue damage assessment of existing bridges considering progressively deteriorated road conditions. *Engineering Structures*, v. 56, pp. 1922-1932, 2013.

ZIBDEH, H. S.; RACKWITZ, R. Moving loads on beams with general boundary conditions. *Journal of Sound and Vibration*, v. 195, pp. 85-102, 1996.