ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES RODOVIÁRIAS MEDIANTE AVALIAÇÃO DA DETERIORAÇÃO PROGRESSIVA DO PAVIMENTO

Ana Célia Soares da Silva, MSc.
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PGECIV
Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ
José Guilherme Santos da Silva, DSc.
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - PGECIV
Departamento de Estruturas e Fundações - ESTR
Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ

Avaliadores: José Guilherme Santos da Silva, DSc. (Orientador)
Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ
Francisco José da Cunha Pires Soeiro, PhD.
Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ
João Batista Marques de Sousa Junior, DSc.
Universidade Federal do Ceará - UFC

RESUMO

Este trabalho de pesquisa tem como objetivo desenvolver uma metodologia de análise para avaliação da resposta estrutural dinâmica de obras de arte rodoviárias, considerando-se não apenas as ações dinâmicas decorrentes de comboios de veículos trafegando sobre o pavimento irregular, mas também o efeito da deterioração progressiva da superfície da pista ao longo do tempo. Nesse contexto, o modelo estrutural investigado corresponde a uma ponte rodoviária mista (aço-concreto) típica, com eixo reto e vão de 40 m, constituída por quatro vigas mistas e uma laje de concreto com 0,225 m de espessura. O modelo numérico utilizado 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 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 amplificações 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.

1. 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. 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 (SILVA, 2020).

É necessário, inicialmente, evidenciar que o comportamento estrutural dinâmico de obras de arte rodoviárias submetidas a cargas dinâmicas é, atualmente, um tema densamente explorado no âmbito acadêmico. Diversos pesquisadores (SILVA, 2004; ZHANG & 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.

No que tange às irregularidades do pavimento, essas podem ser provenientes do processo construtivo ou posterior a este. No primeiro caso, resultam de imperfeições ocorridas durante a construção da estrutura, no segundo, resultam da atuação do tráfego, pois, com o passar do tempo, a contínua solicitação imposta pelo tráfego altera as condições de sua superfície. Sendo assim, o modelo de deterioração progressiva do pavimento é mais representativo do real, pois, além de considerar o incremento do tráfego ao longo do tempo, considera a modificação da qualidade do pavimento com o passar dos anos (SILVA, 2020).

Uma vez que a observação dos tabuleiros das pontes rodoviárias no Brasil revela, com frequência, situações de desgaste prematuro dos pavimentos e dos elementos estruturais (OLIVEIRA et al., 2019), a avaliação do desempenho de obras de arte ao longo da sua vida útil é relevante não apenas para a validação dos modelos e metodologias de dimensionamento, mas também para a prevenção de situações de risco acrescido devido a efeitos de deterioração dos materiais.

Assim sendo, de modo a contribuir para o estudo do problema em questão, investiga-se o comportamento estrutural de uma ponte mista (aço-concreto) com 24 m de vão, constituída por duas vigas de aço longitudinais e por uma laje de concreto. O modelo numérico desenvolvido para a análise dinâmica foi concebido mediante emprego de técnicas usuais de discretização, com base no emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), por meio da utilização do programa ANSYS (2010). O tráfego dos veículos é considerado mediante a simulação de comboios deslocando-se com velocidade constante.

As conclusões do presente estudo dizem respeito à avaliação de pontes de aço e mistas (aço-concreto), quando submetidas a ações dinâmicas oriundas do tráfego de veículos sobre o pavimento irregular a longo do tempo. Os resultados indicaram que a condição de rugosidade da estrada influencia diretamente a resposta estrutural dinâmica da ponte e, com o tempo, a condição da estrada mais deteriorada induz maiores valores de deslocamento e tensão.

2. OBJETIVOS

Este trabalho de pesquisa tem como objetivo a avaliação do comportamento dinâmico de pontes rodoviárias mistas, quando submetidas ao tráfego de veículos sobre o pavimento irregular ao longo do tempo. Nessa perspectiva, é considerado o efeito dinâmico oriundo da interação dos pneus dos veículos com as irregularidades da pista e também o efeito da deterioração progressiva do pavimento.

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.

3. JUSTIFICATIVA

A inspeção em pontes rodoviárias brasileiras evidencia, com frequência, situações de desgaste prematuro da pavimentação e dos elementos estruturais. Nesse contexto, 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.

4. METODOLOGIA DE ANÁLISE

4.1 Modelagem Matemática dos Veículos

No âmbito desta investigação, a nomenclatura do Quadro de Fabricantes de Veículos (DNIT, 2012) é adotada para as classes de veículos. A partir de dados de tráfego em rodovias federais publicados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), ROSSIGALI (2006) efetuou um estudo estatístico com o objetivo de gerar uma base de dados composta por veículos com maior frequência de ocorrência. Observou-se, então, que o veículo 2C é um dos mais comuns no padrão geral da malha viária nacional.

Uma vez que a base de dados do DNIT não fornece dados relativos a distâncias, um levantamento de informações técnicas fornecidas tanto por fabricantes de veículos quanto por implementos rodoviários foi realizado para que fosse possível estimar as dimensões dos veículos. A Figura 1 apresenta as dimensões médias dos veículos mais frequentes encontrados nas rodovias brasileiras. Nesta distribuição, são consideradas apenas as seis classes de veículos de carga, excluindo-se as classes de veículos leves e utilitários.

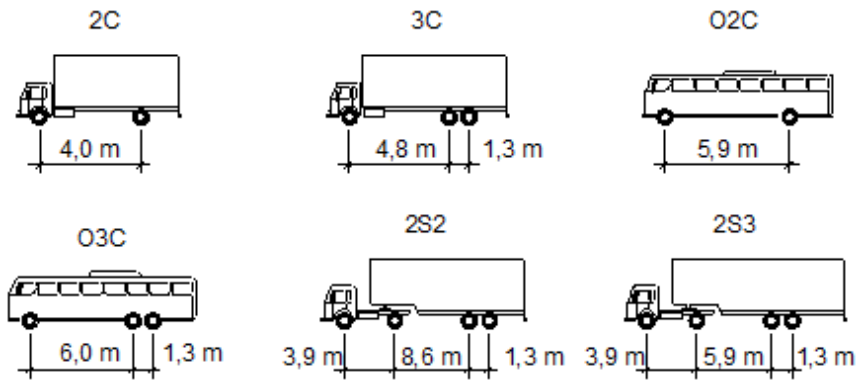
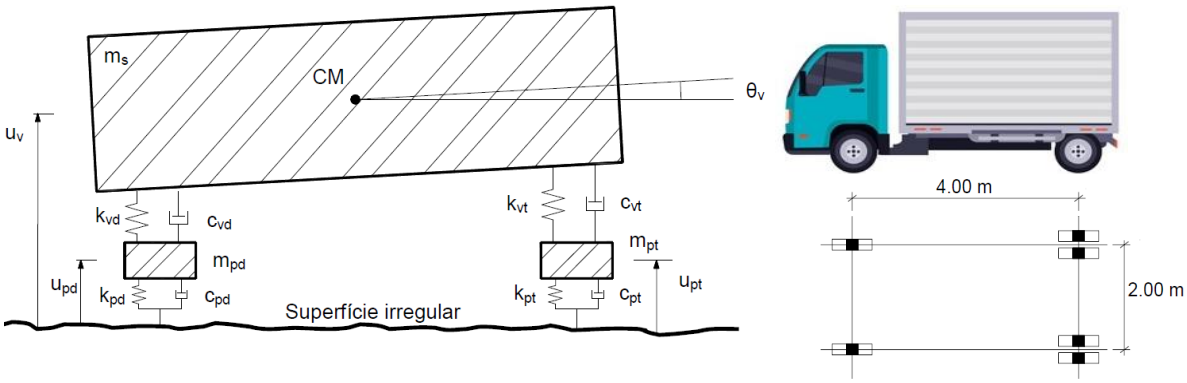


Figura 1. Dimensões médias de veículos frequentes (ROSSIGALI, 2006).

O modelo matemático utilizado nas análises dinâmicas baseia-se no modelo de veículo discreto desenvolvido por ALMEIDA (2006), sendo constituído por sistemas de molas e amortecedores que visam representar a rigidez e o amortecimento dos pneus e o sistema de suspensão do veículo. Este modelo matemático possui 4 graus de liberdade, sendo 3 de translação e 1 de rotação, de acordo com a Figura 2 (a). O modelo com 4 graus de liberdade empregado nesta pesquisa, Figura 2 (a), busca representar um veículo de carga monolítico da classe 2C, Figura 2 (b), bastante frequente nas rodovias brasileiras.



(a) Modelagem do corpo rígido, molas e amortecedores (b) Geometria do veículo 2C

Figura 2. Modelo de veículo de dois eixos.

As características dinâmicas do veículo utilizado neste trabalho estão representadas na Tabela 1 (ALENCAR, 2015). Com relação aos amortecimentos do modelo, esses são determinados em função da fração de amortecimento, com recurso às equações dinâmicas deduzidas por ALMEIDA (2006). As frequências naturais do veículo são calculadas segundo as equações de equilíbrio dinâmico desenvolvidas por ALMEIDA (2006) e SILVA (1996).

Tabela 1. Características dinâmicas do modelo simplificado do veículo da classe 2C.

Características dinâmicas	Valor	Unidade
Massa total (m)	20,3	t
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 traseira (k_{vt})	2340	kN/m
Rigidez do pneu traseiro (k_{pt})	6720	kN/m
Massa não-suspensa traseira (m_{pt})	1066	kg

4.2 Modelagem da Deterioração Progressiva do Pavimento

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 (1).

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

Onde:
N: Número de harmônicos;
v_{bi}: Amplitude real da parte harmônica;
ω_i: Frequência do harmônico i;
φ_i: Ângulo de fase do harmônico i determinado.

A amplitude da parte harmônica das irregularidades, vbi, e a densidade espectral das irregularidades, $\Phi_{VbVb}(\omega i)$, são definidas, respectivamente, pelas Equações (2) e (3), a seguir.

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

$$\Phi_{VbVb}(\omega_i) = \Phi(\omega_0)_t \left[\frac{\omega}{\omega_0}\right]^{-w} \quad (3)$$

Onde:
$\Delta\omega$: Denota o intervalo de discretização;
$\Phi_{VbVb}(\omega_i)$: Densidade espectral das irregularidades;
$\Phi(\omega_0)_t$: Coeficiente de rugosidade, também denominado de RRC;
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, $\Phi_{VbVb}(\omega_i)$, faz-se necessária a

determinação de um coeficiente de amplitude, $\Phi(\omega_0)_t$ ou RRC. Esse coeficiente de amplitude representa o volume das irregularidades em relação a uma superfície perfeitamente plana, sendo seus valores expressos em cm^3/m.

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}

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. Em seu trabalho de pesquisa, PATERSON & ATTOH-OKINE (1992) desenvolveram um modelo deste tipo considerando o Índice de Rugosidade (IRI), objetivando calcular o valor de IRI para qualquer momento após o início de utilização da via $(IRI)_t$.

O coeficiente IRI foi desenvolvido em 1986 e tem sido utilizado para definir o perfil longitudinal de uma pista de roda percorrida (SAYERS & KARAMIHAS, 1998). Várias correlações foram desenvolvidas entre os índices RRC e IRI (PATERSON, 1987; SHIYAB, 2007). Com base nas faixas correspondentes do coeficiente de rugosidade da estrada e o valor IRI, uma relação entre o IRI e o RRC proposta por ZHANG & CAI (2013) é utilizada no presente estudo, de acordo com a Equação (4), sendo IRI_t calculado usando a Equação (5):

$$RRC_t = \Phi(\omega_0)_t = 6{,}1972 \times 10^{-9} \times \exp[\, IRI_t / 0{,}42808 \,] + 2 \times 10^{-6} \quad (4)$$

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

Onde:

IRI_t: Valor do coeficiente IRI no tempo t;

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;

t: Tempo em anos;

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);

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 (6).

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

Onde:

f_d: Percentual de utilização do tráfego na faixa;

$n_{tr}(t)$: Estimativa de tráfego acumulado para o ano t calculado pela Equação (7) proposta por KWON & 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. De posse de todas as informações, o mesmo pode ser calculado segundo Apêndice D da AASHTO (1993).

$$n_{tr}(t) = N_{obs} \left[\frac{(1 + \alpha)^t - 1}{\ln(1+ \alpha)} \right] \tag{7}$$

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%;

t: Tempo em anos.

Em seguida, a Figura 3 apresenta um fluxograma acerca do desenvolvimento do modelo matemático para consideração do efeito da deterioração progressiva do pavimento

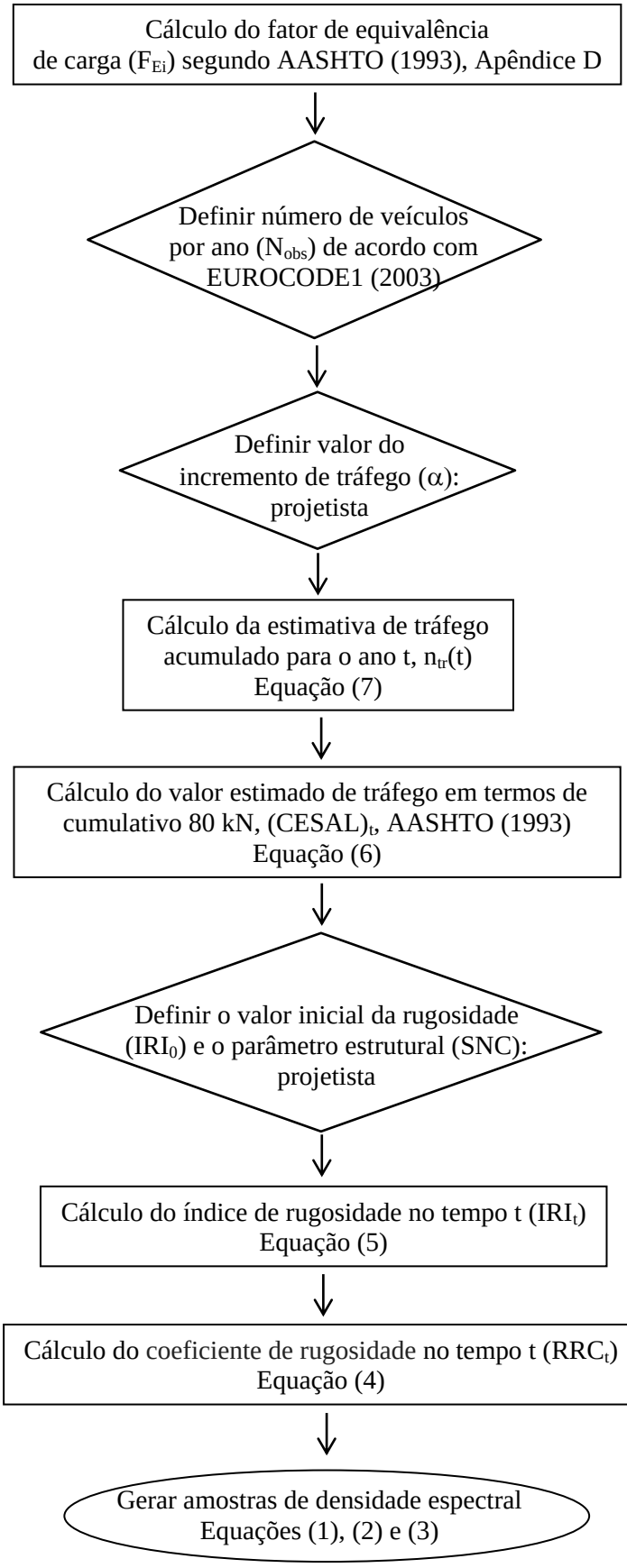


Figura 3. Fluxograma do modelo de deterioração progressiva do pavimento.

5. MODELO ESTRUTURAL DA PONTE INVESTIGADA

O modelo estrutural investigado refere-se a uma ponte rodoviária mista (aço-concreto), com vão de 40 m, simplesmente apoiada, de eixo reto, composta por quatro vigas metálicas longitudinais que suportam o tabuleiro de concreto (Figura 4). 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-roda de concreto do tipo "New Jersey" possui 0,88 m de altura.

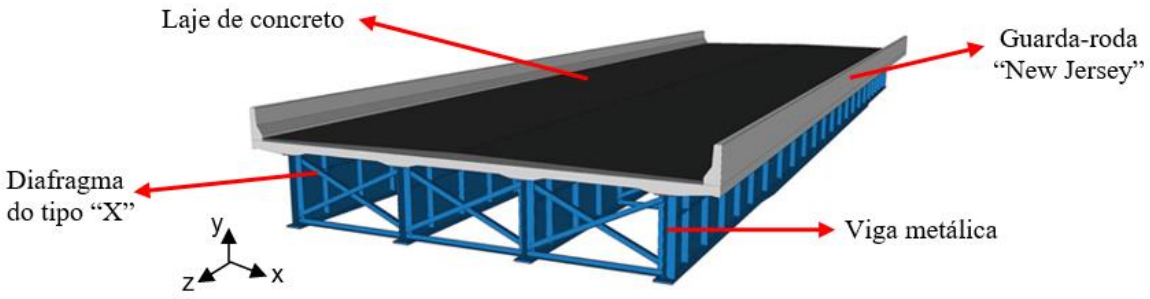


Figura 4. Vista isométrica da ponte mista (aço-concreto) investigada.

A Figura 5 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.

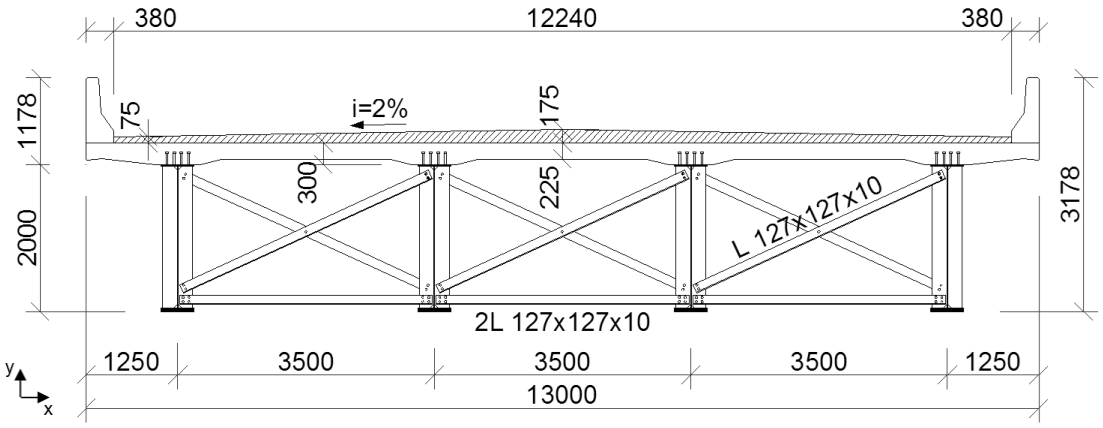


Figura 5. Seção transversal no apoio: cotas em milímetros (ALENCAR, 2015).

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 6 apresenta uma vista superior do projeto e ilustra os perfis metálicos adotados na viga, distinguindo-os entre os grupos “perfi s extremos” e “perfis centrais”. A Figura 7 apresenta as propriedades geométricas das vigas (“perfis extremos” e “perfis centrais”).

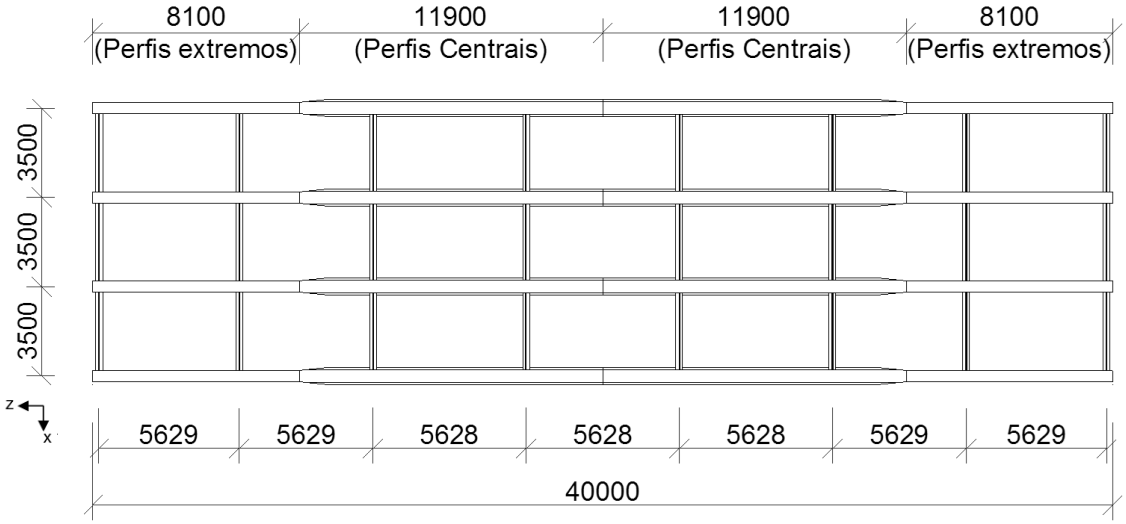


Figura 6. Vista superior da ponte: cotas em milímetros (ALENCAR, 2015).

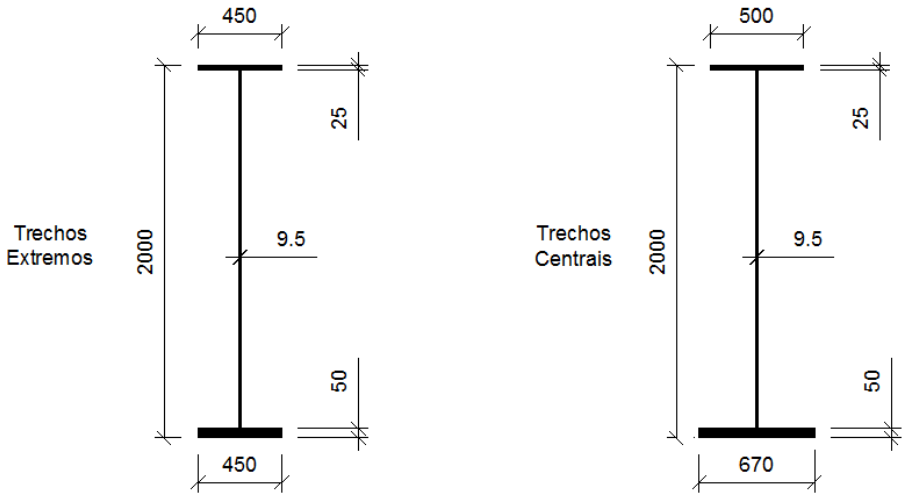


Figura 7. Perfis metálicos das longarinas: cotas em milímetros.

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 3.

Tabela 3. Propriedades físicas dos materiais (aço e concreto).

Propriedade	Aço A588	Concreto C25
Resistência característica	f_{yk} = 350 MPa	f_{ck} = 25 MPa
Tensão última	f_u = 485 MPa	-
Módulo de elasticidade	E = 210 GPa	E = 23,8 GPa
Módulo de elasticidade dinâmico	E_{dyn} = 210 GPa	E_{dyn} = 30,5 Gpa
Módulo de cisalhamento	G ≈ 81 GPa	G ≈ 10 GPa
Coeficiente de Poisson	ν = 0,3	ν = 0,2
Massa específica	ρ = 7850 kg/m³	ρ = 2500 kg/m³

6. MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL DA PONTE MISTA

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

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 (Figura 8).

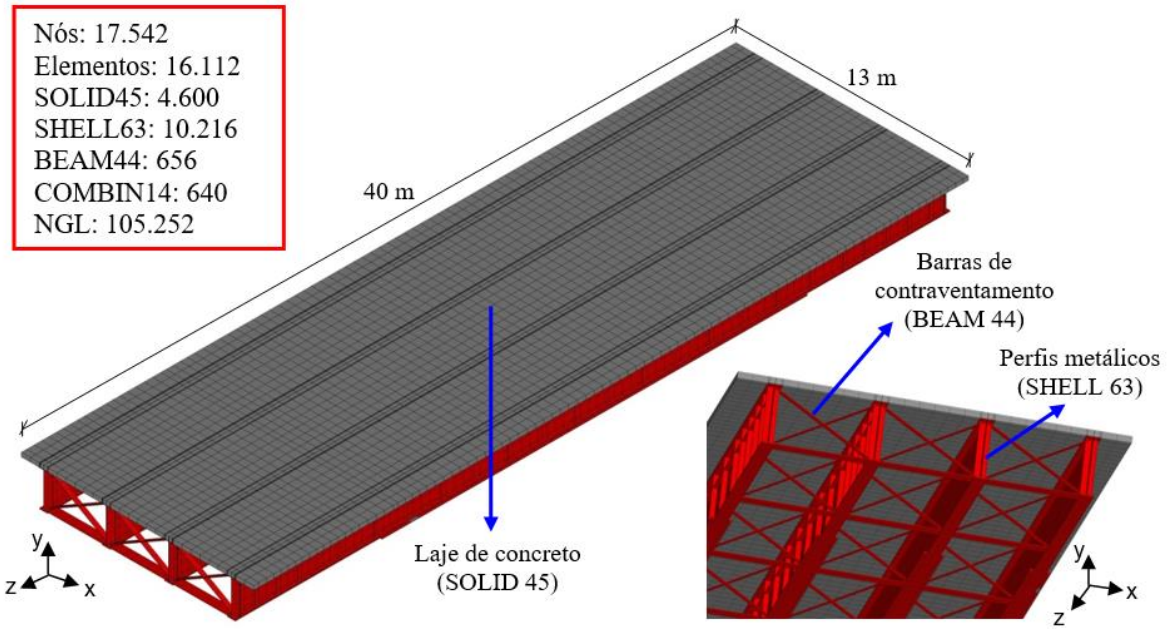


Figura 8. Modelo em elementos finitos com indicação dos elementos utilizados.

7. ANÁLISE DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO

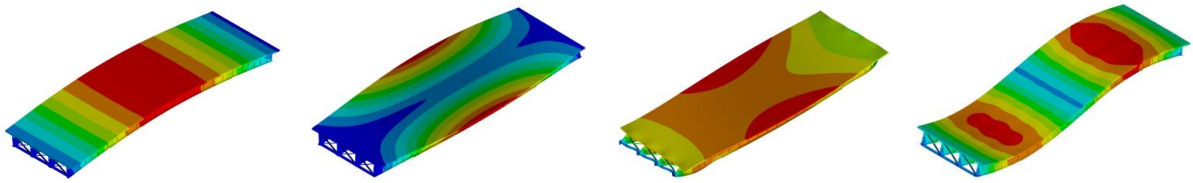
Inicialmente, são obtidas as frequências naturais e os modos de vibração da ponte rodoviária mista (aço-concreto). A Tabela 4 apresenta as seis primeiras frequências naturais da estrutura. A Tabela 5 apresenta um comparativo entre o valor da frequência fundamental (f_{01}) da ponte estudada, de acordo 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 desta comparação é possível perceber que os resultados praticamente coincidem; e, portanto, há um bom indicativo de coerência no que diz respeito ao modelo numérico. Em seguida, a Figura 9, apresenta os quatro primeiros modos de vibração da ponte.

Tabela 4. Análise modal: frequências naturais e modos de vibração.

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 5. 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) f_{01} = 2,98 Hz (b) f_{02} = 3,67 Hz (c) f_{03} = 6,28 Hz (d) f_{04} = 9,67 Hz

Figura 9. Modos de vibração da ponte mista (aço-concreto) investigada.

8. RESPOSTA ESTRUTURAL DINÂMICA DA PONTE

8.1 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 10, o espaçamento adotado entre o eixo direcional simples e o eixo simples de rodas duplas de dois veículos consecutivos é de 11 metros.

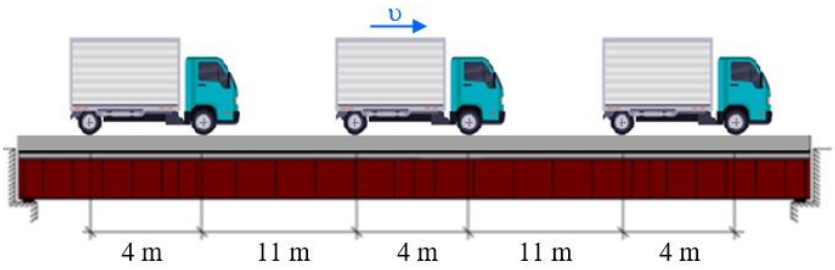


Figura 10. Espaçamento entre os veículos do comboio.

8.2 Análise do Comportamento da Deterioração Progressiva

Baseado no cálculo do Índice de Rugosidade (IRI_t), Equação (5), e no cálculo do Coeficiente de Rugosidade (RRC_t), Equação (4), a Figura 11 apresenta o gráfico em escala logarítmica da deterioração do coeficiente de rugosidade considerando três cenários de incremento de tráfego (α = 0%, α = 3%, α = 5%). A classificação da rugosidade é feita de acordo com a ISO 8608 (1995), apresentada na Tabela 2.

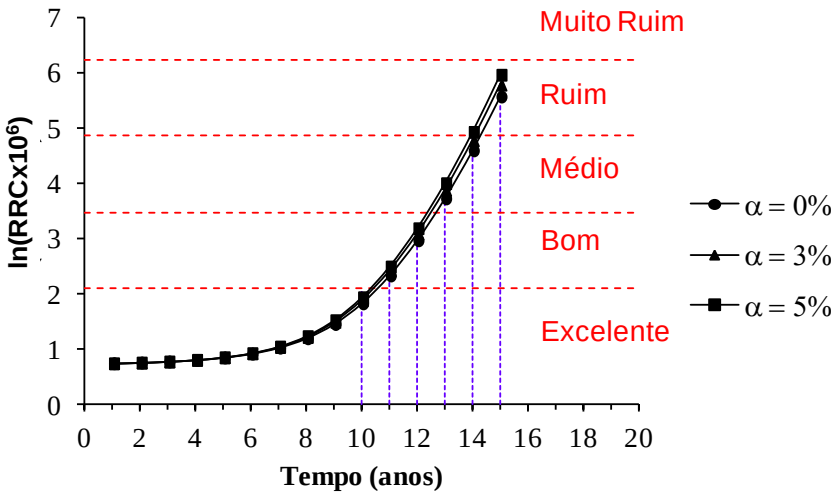


Figura 11. Deterioração do coeficiente de rugosidade para período de 15 anos.

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.

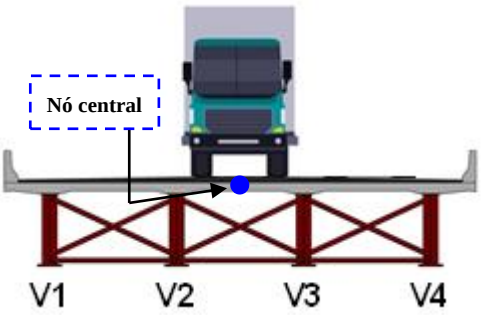
8.3 Avaliação dos Espectros de Resposta de Projeto

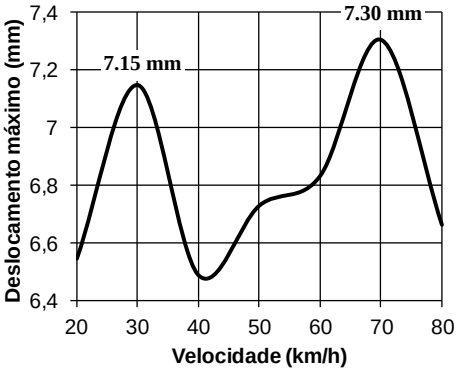
O parâmetro de velocidade do comboio variou de 20 a 80 km/h, em intervalos discretos de 10 km/h, para avaliação dos espectros de resposta de projeto, resultando em 7 velocidades diferentes. Cabe ressaltar que os resultados a seguir são apenas para situação sem deterioração (t = 0) e para t = 11 e 15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

A partir dos deslocamentos máximos obtidos para cada velocidade foi possível construir vinte e um espectros de deslocamentos. Esses espectros são agrupados nas Figuras 12, 13 e 14, com sete espectros cada, que apresentam os espectros construídos considerando: Situação 1 (faixa central), Situação 2 (faixa lateral) e Situação 3 (duas faixas laterais), 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.

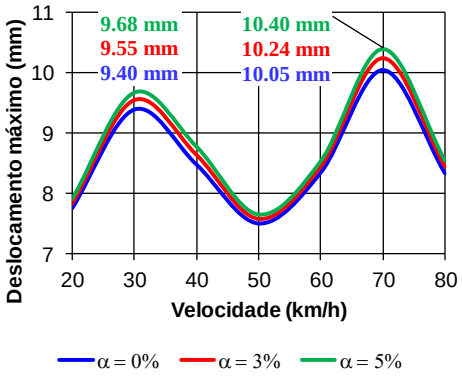
Nos espectros da Figura 12, que caracterizam o comboio na faixa central, é possível observar a presença de dois picos: um pico de maior magnitude (70 km/h) e um pico de menor magnitude (30 km/h). O pico de maior importância está associado a frequências de travessia iguais a 1,30 Hz (f = 70/3,6/15) devido à mobilidade entre os eixos direcionais simples de dois veículos consecutivos, espaçados de 15 m (Figura 10), capaz de excitar, no segundo harmônico (2,60 Hz), a frequência fundamental da estrutura (f_{01} = 2,97 Hz).

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 (Figura 10), e a frequência de travessia predominante é de 0,76 Hz (30/3,6/11), capaz de excitar a frequência fundamental da estrutura (f01 = 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.

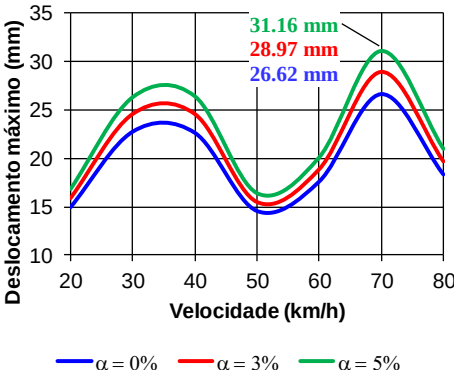




(a) Sem deterioração (t = 0)

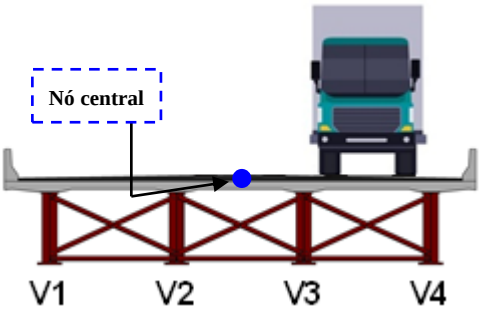


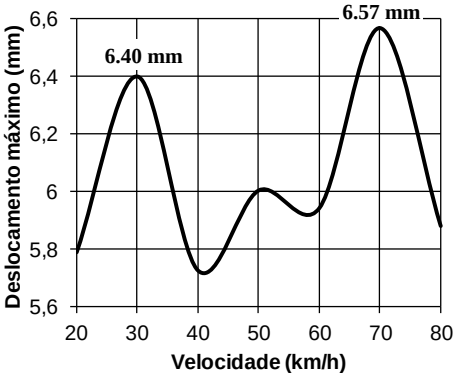
(b) t = 11 anos



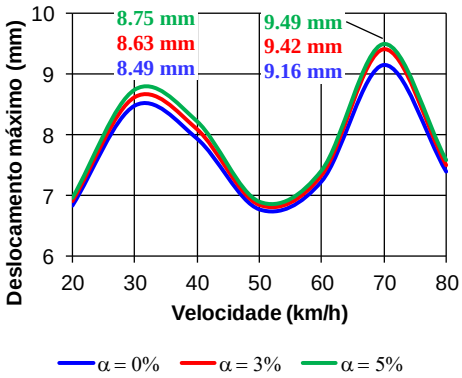
(c) t = 15 anos

Figura 12. Espectros de deslocamento máximo: comboio na faixa central

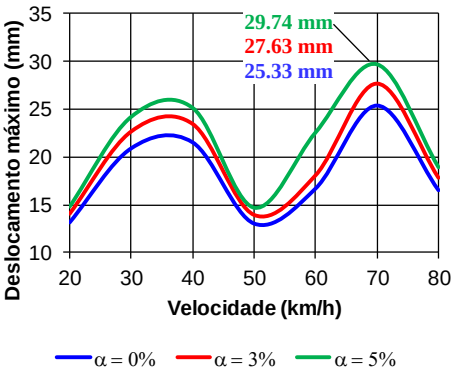




(a) Sem deterioração (t = 0)

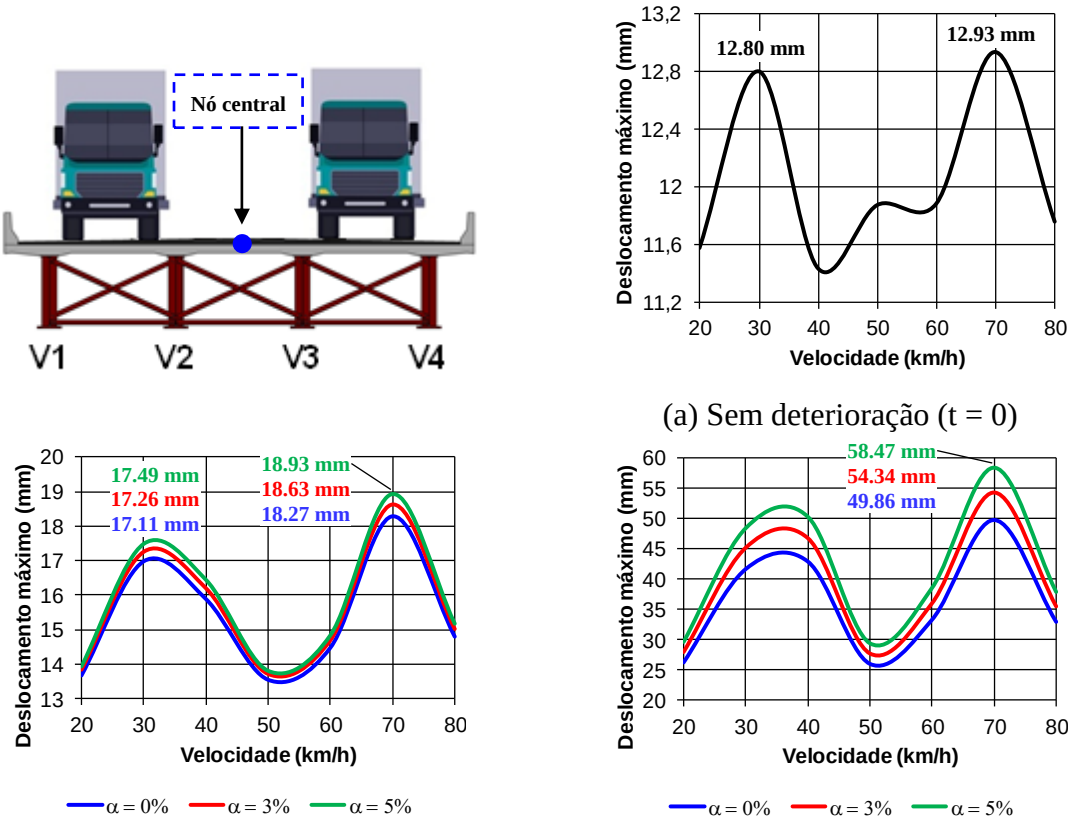


(b) t = 11 anos



(c) t = 15 anos

Figura 13. Espectros de deslocamento máximo: comboio em uma faixa lateral.



(a) Sem deterioração (t = 0)

(b) t = 11 anos

(c) t = 15 anos

Figura 14. Espectros de deslocamento máximo: comboios nas faixas laterais.

O padrão de picos em 30 km/h e 70 km/h se mantém nos espectros das Figuras 13 e 14, 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 13 (c), quanto na Figura 14 (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.

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.

8.4 Estudo do Comportamento Geral: Deterioração Progressiva

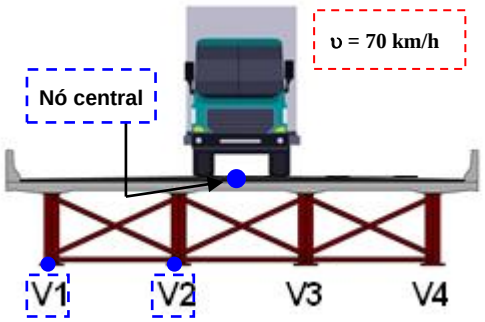
Duas situações de tráfego são adotadas para o estudo do comportamento geral com base em modelo de deterioração progressiva do pavimento: comboio na faixa central e comboio em uma faixa lateral. O parâmetro de velocidade do comboio variou de 20 a 80 km/h, em intervalos discretos de 10 km/h, resultando em 7 velocidades diferentes para faixa central. Além disso, considera-se para cada uma dessas velocidades, os três cenários de incremento de tráfego (α = 0%, α = 3%, α = 5%), para um período de 15 anos, resultando em 315 casos de análise.

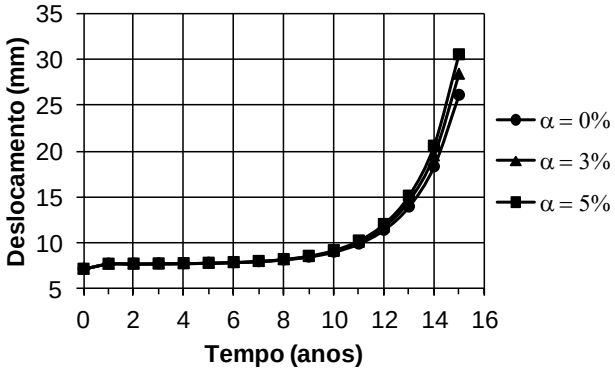
Na consideração de uma faixa lateral, são considerados dois parâmetros de velocidade: 40 e 70 km/h, prosseguindo com os três cenários de incremento de tráfego (α = 0%, α = 3%, α = 5%), também para um período de 15 anos, resultando em 90 casos. Sendo assim, na presente investigação são estudados, no total,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

As Figuras 15 e 16 ilustram graficamente esses resultados para velocidade de 70 km/h, responsável pelo maior pico de amplificação. É possível perceber que, 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.

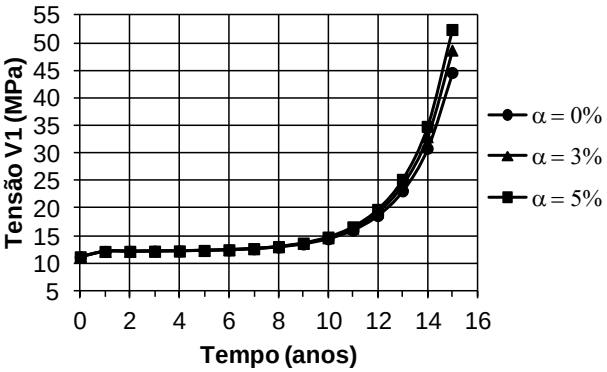
No que tange às tensões, o mesmo padrão pode ser observado, os valores de tensão obtidos crescem à proporção que o processo de deterioração do pavimento se acentua. Com o passar dos anos, as tensões nas vigas V1 e V2 chegam a ser três vezes maiores que as obtidas sem deterioração (t = 0).

Conforme o previsto, tendo como base os picos dos espectros de resposta das Figuras 12, 13 e 14, 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.

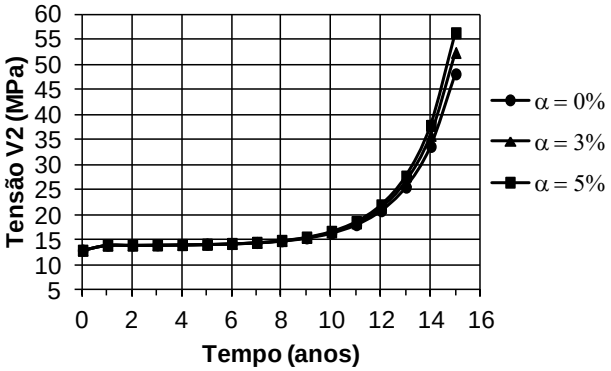




(a) Deslocamento translacional vertical

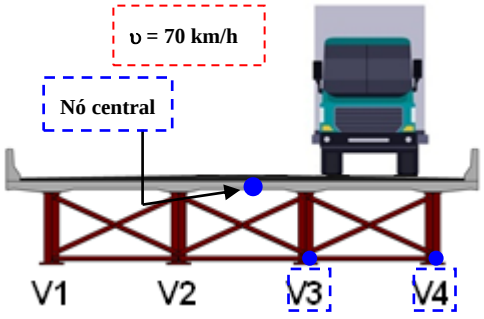


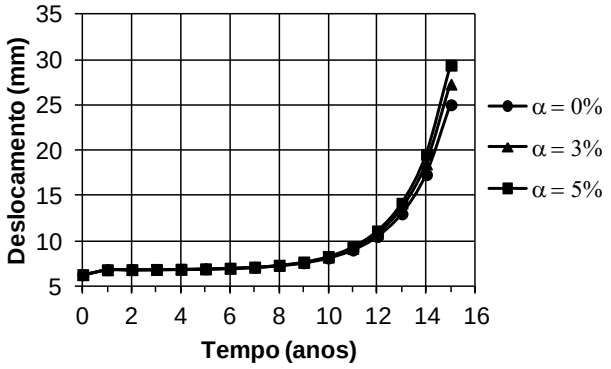
(b) Tensão na Viga 1



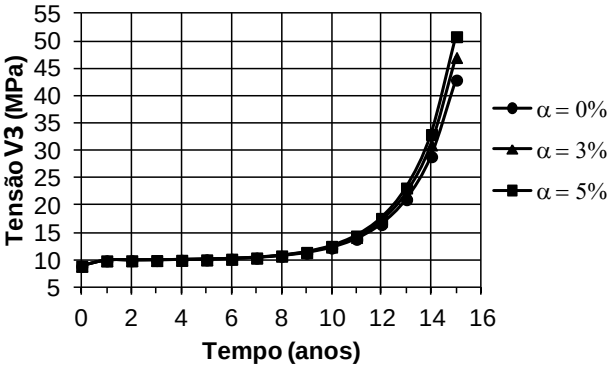
(c) Tensão na Viga 2

Figura 15. Efeito da deterioração progressiva: faixa central (υ = 70 km/h)

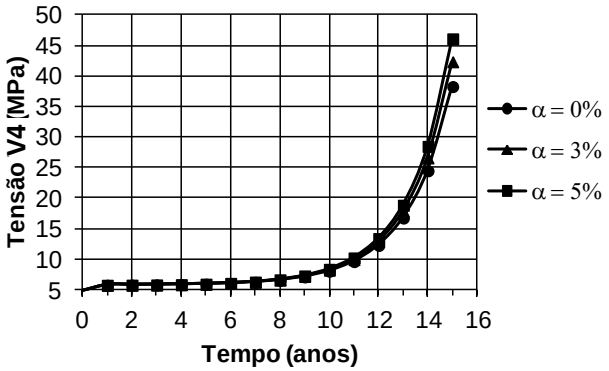




(a) Deslocamento translacional vertical



(a) Tensão na Viga 3



(b) Tensão na Viga 4

Figura 16. Efeito da deterioração progressiva: faixa lateral (υ = 70 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 6 e 7 apresentam, de forma esquemática, esses valores para faixa central e faixa lateral, respectivamente.

Tabela 6. Efeito da deterioração progressiva após 15 anos: faixa central.

	Tempo (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V1 (MPa)			Tensão V2 (MPa)		
		α=0%	α=3%	α=5%	α=0%	α=3%	α=5%	α=0%	α=3%	α=5%
υ= 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
υ= 30 km/h	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
υ= 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
υ= 50 km/h	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
υ= 60 km/h	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
υ= 70 km/h	**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**
υ= 80 km/h	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 7. Efeito da deterioração progressiva após 15 anos: faixa lateral.

	Tempo (anos)	Deslocamento (mm)			Tensão V3 (MPa)			Tensão V4 (MPa)		
		α=0%	α=3%	α=5%	α=0%	α=3%	α=5%	α=0%	α=3%	α=5%
υ= 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
υ= 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**

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 6), 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 7), 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. 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.

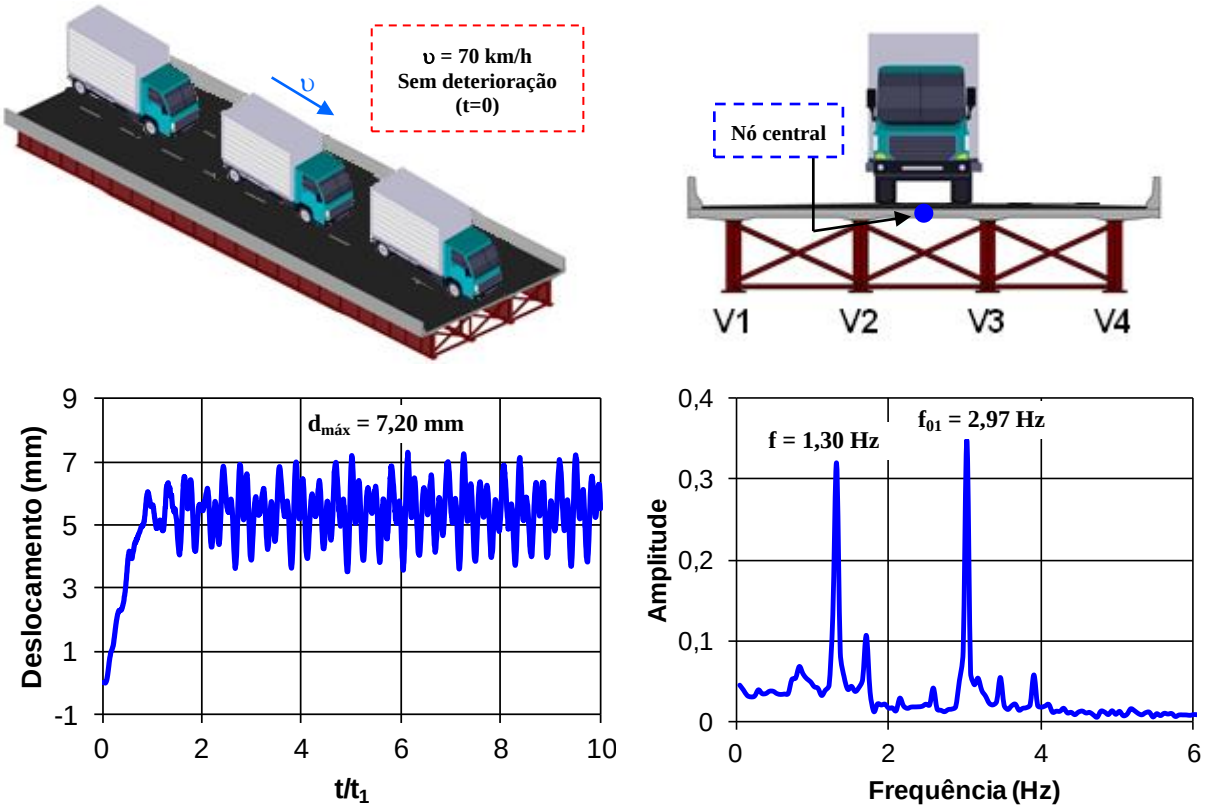
8.5 Avaliação da Resposta em Termos dos Deslocamento e da Tensões

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 11.

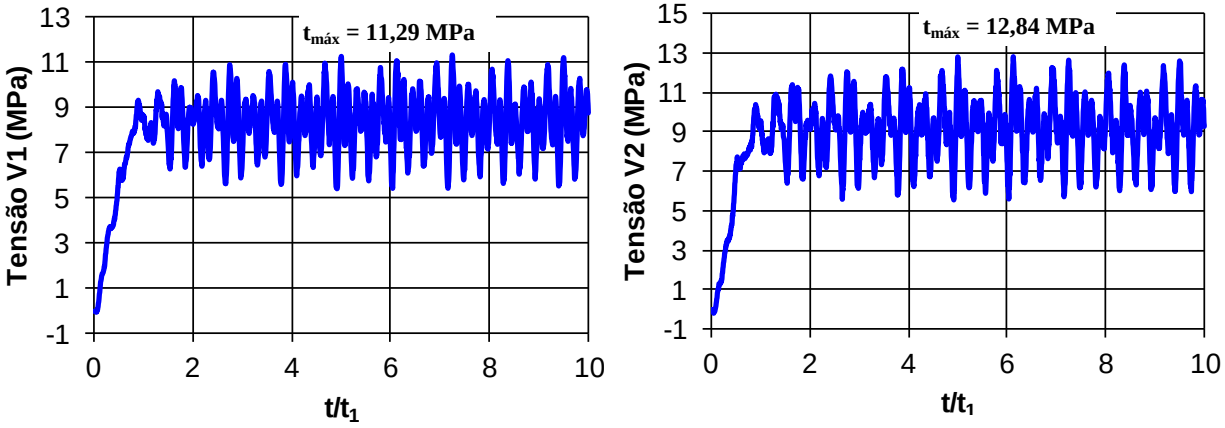
São apresentados, nas Figuras 17 (a) e 18, os gráficos de resposta dos deslocamentos translacionais verticais, no domínio do tempo e da frequência, para o pior caso de incremento

de tráfego (α = 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 (υ = 70 km/h).

Além disso, com o objetivo de ilustrar a resposta dinâmica em termos das tensões, são apresentados nas Figuras 17 (b) e 19 os históricos das tensões máximas encontradas ao longo do presente estudo, localizadas nas vigas V1 e V2, no centro do vão da ponte, para o mesmo incremento de tráfego (α = 5%), com comboio na faixa central e υ = 70 km/h.

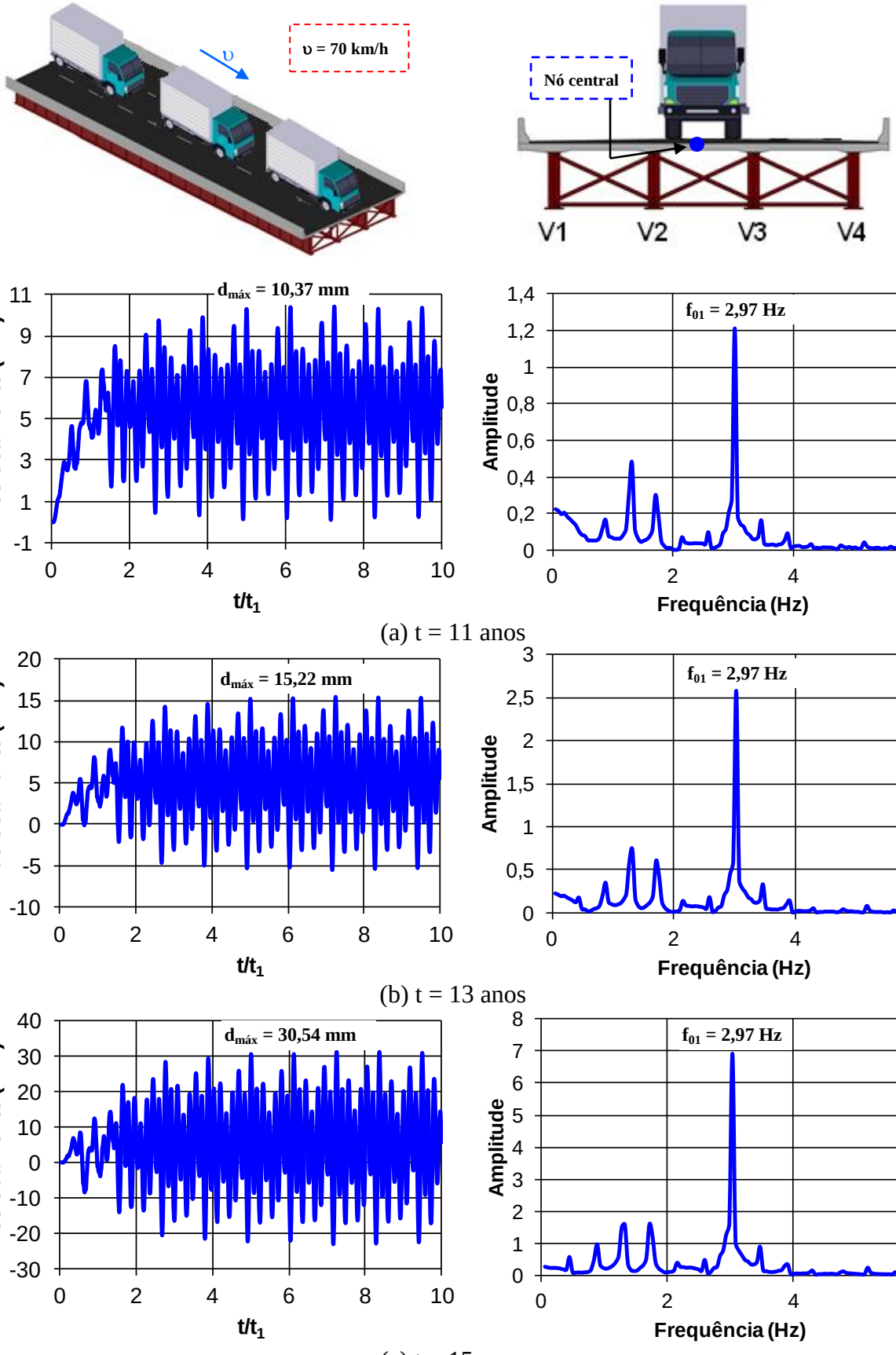


(a) Deslocamento no nó central no domínio do tempo e da frequência



(b) Tensões normais nas vigas V1 e V2

Figura 17. Deslocamento nó central e tensões em V1 e V2: faixa central [υ = 70 km/h (t=0)].



(a) t = 11 anos

(b) t = 13 anos

(c) t = 15 anos

Figura 18. Deslocamentos no nó central: faixa central [υ = 70 km/h (α = 5%)].

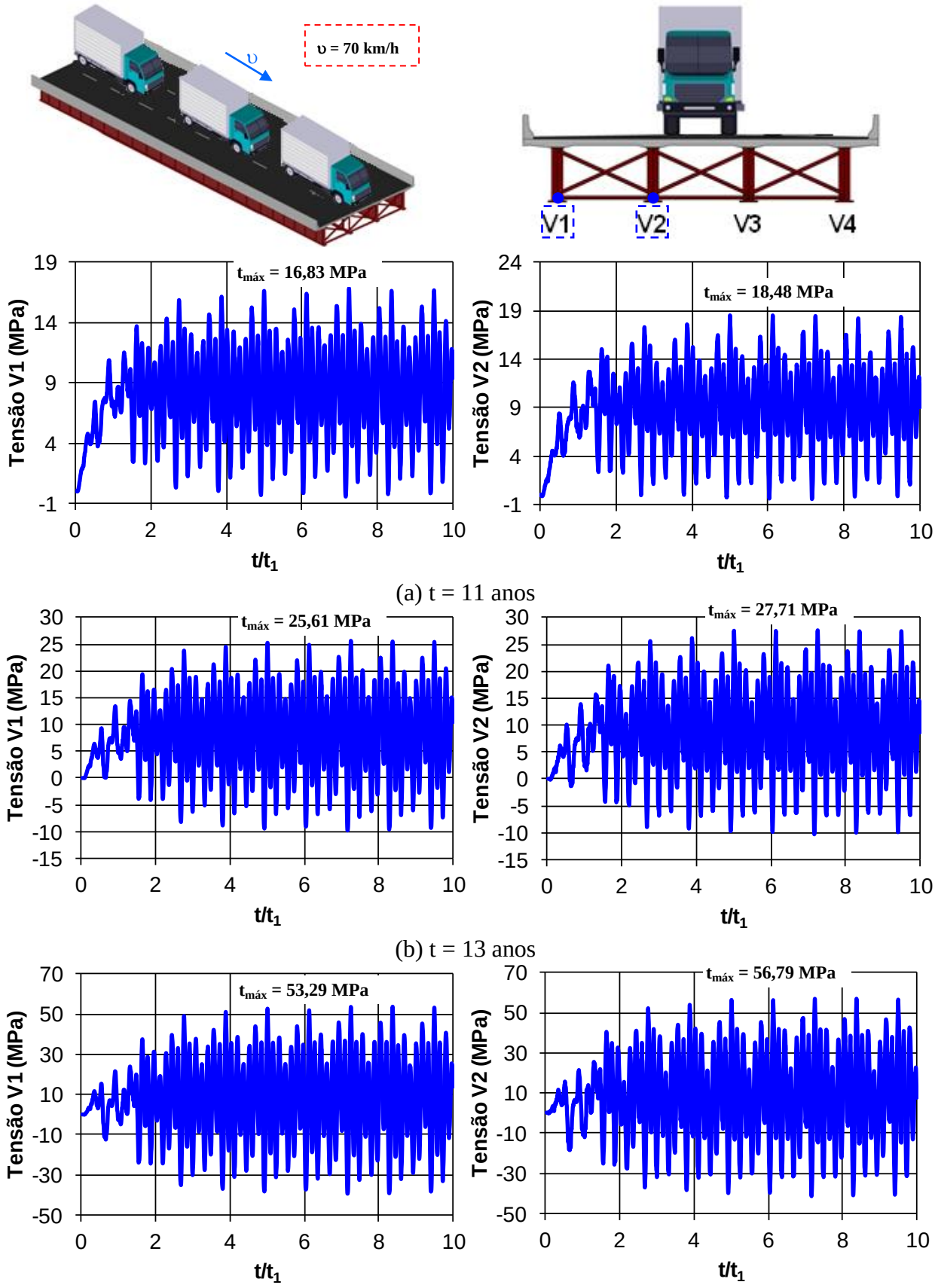


Figura 19. Tensões nas vigas V1 e V2: faixa central [υ = 70 km/h (α = 5%)].

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.

No que diz respeito aos deslocamentos, pode-se observar que, para os três incrementos de tráfego em estudo ($\alpha = 0\%$, $\alpha = 3\%$ e $\alpha = 5\%$), 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 17 (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 $\alpha = 5\%$ (Figuras 18), 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 na Figura 19 (a).

Com relação aos maiores valores de amplitudes de tensão, conforme o esperado, ocorrerem para t = 15 anos, como pode ser visto no gráfico da Figura 19 (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

Este trabalho de pesquisa investigou o comportamento estrutural dinâmico de um tabuleiro rodoviário misto (aço-concreto) de 40 m de comprimento, com base no desenvolvimento de um modelo matemático representativo da deterioração progressiva do pavimento. Assim sendo, considera-se a passagem de comboios de veículos introduzindo não apenas o efeito dinâmico da interação entre os veículos e a estrutura da ponte, mas também a modelagem das irregularidades não determinísticas do pavimento.

No que tange à análise de vibração livre, observa-se que a frequência fundamental da ponte (f_{01} = 2,98 Hz) e a segunda frequência natural da estrutura (f_{02} = 3,67 Hz) apresentam valores baixos. Tal fato 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.

No que diz respeito à análise dinâmica, a resposta 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. Observa-se 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.

Tendo como base as respostas obtidas para a velocidade de 70 km/h, 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.

Assim sendo, percebe-se que o estudo do comportamento dinâmico é, sem dúvida, relevante, 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.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho de pesquisa agradecem ao suporte financeiro fornecido pelas Agências de Fomento à Pesquisa do país: CAPES, CNPq e FAPERJ.

REFERÊNCIAS

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

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, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 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, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2006.

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

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

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

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

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.

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

OLIVEIRA, C. B. L.; GRECO, M.; BITTENCOURT, T. N. Análise do inventário das pontes federais do Brasil. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 12, n. 1, pp. 1-13, 2019.

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.

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

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.

SHIYAB, A. Optimum use of the flexible pavement condition indicators in pavement management system. PhD. Thesis, Curtin University of Technology, 2007.

SILVA, A. C. S. Estudo do comportamento dinâmico de pontes rodoviárias mediante avaliação da deterioração progressiva do pavimento. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2020.

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, PUC-Rio, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 1996.

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

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.