

UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO  
EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

Área de concentração: Infraestrutura e Meio Ambiente

Dissertação de Mestrado

AVALIAÇÃO DO FATOR DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA  
EM PONTES RODOVIÁRIAS UTILIZANDO  
SMARTPHONES

Betina Knebel Muliterno

Passo Fundo

2020



CIP – Catalogação na Publicação

---

M957a Muliterno, Betina Knebel  
Avaliação do fator de amplificação dinâmica em pontes  
rodoviárias utilizando smartphones [recurso eletrônico] / Betina  
Knebel Muliterno. – 2020.  
11 MB ; PDF.

Orientador: Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia.

Coorientador: Prof. Dr. Fabio Goedel.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) –  
Universidade de Passo Fundo, 2020.

1. Pontes rodoviárias. 2. Pontes - Projetos e construção.  
3. Fator de amplificação dinâmica. 4. Pavimentos de asfalto.  
I. Chamberlain Pravia, Zacarias Martin, orientador. II. Goedel,  
Fabio, coorientador. III. Título.

CDU: 624.27

---

Catalogação: Bibliotecária Jucelei Rodrigues Domingues - CRB 10/1569

Betina Knebel Muliterno

AVALIAÇÃO DO FATOR DE AMPLIFICAÇÃO  
DINÂMICA EM PONTES RODOVIÁRIAS  
UTILIZANDO SMARTPHONES

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia, sob a orientação do Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia e coorientação do Prof. Dr. Fabio Goedel.

Passo Fundo  
2020

Universidade de Passo Fundo  
Faculdade de Engenharia e Arquitetura  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia  
Civil e Ambiental

A Comissão Examinadora, abaixo assinada, aprova a dissertação de mestrado AVALIAÇÃO DO FATOR DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA EM PONTES RODOVIÁRIAS UTILIZANDO SMARTPHONES, elaborada por BETINA KNEBEL MULITERNO, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Data da aprovação: 18/03/2020

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Carlos Humberto Martins – Universidade Estadual de Maringá

Prof. Dr. Francisco Dalla Rosa - Universidade de Passo Fundo

Prof. Dr. Fernando Busato Ramires - Universidade de Passo Fundo

Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia – Orientador

Prof. Dr. Fabio Goedel - Coorientador

Passo Fundo, 2020.

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este trabalho aos meus pais,  
Fernando e Elisabeth, por acreditarem em  
mim todos os dias da minha vida.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, pela vida, pela força para continuar e por me permitir realizar tantos sonhos e evoluir nesta existência. Gratidão Universo por tanto!

Aos meus pais, Fernando Ademir Muliterno e Elisabeth Knebel, que juntos nunca mediram esforços para me proporcionar o melhor possível. Mãe, luz da minha vida, você me ensinou a ser uma mulher forte.

À minha família pelo apoio e incentivo nos estudos. Ao meu marido Ivan Júnior, meu irmão Fernando e minha cunhada Graziela pela ajuda nos ensaios experimentais.

Ao meu sogro, Ivan Nadal, que tornou possível a realização dos ensaios de campo, me acompanhando nos desafios, do início ao fim. Obrigada pela disponibilidade em emprestar o veículo de teste, além de ser um paciente e responsável motorista em tantas voltas necessárias na validação dos ensaios.

Ao meu orientador, Zacarias Martin Chamberlain Pravia, por estar comigo na caminhada acadêmica desde a graduação e continuar confiando e acreditando na minha capacidade ao longo do mestrado. Sigo desejando que nossos estudos rendam ótimos frutos.

Ao meu coorientador Fabio Goedel, ao Weslen e Derli, pela ajuda no primeiro ensaio.

Às pessoas que acreditaram na minha pesquisa e contribuíram com a vaquinha online: Daniele Boucher, Ibere Martins da Silva, Márcio Sequeira de Oliveira, João Junqueira, Suelen Regina Cominetti Bau, Diniane Baruffi, Paulo Roberto Carvalho, Teilor Braz dos Santos, Luis Veloso, Posto BR Paissandú, Silvane Bortoluzzi, Lia Mara Fischer Pereira Knebel, Jéser Medeiros, Cícero Centenaro, Andréia Tormen, Eduardo Madeira Brum, Maicolzideque Willig, Milena Nadal, Renan Bergamim, Jorge Dalmas Braidó, Fernando Muliterno Junior, Ana Paula Montano, Lais Simonetto, Jéssica Bresolin, Sandra Pozzer e Zacarias Chamberlain.

À empresa EcoPontes, pela doação e incentivo à pesquisa acadêmica.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

Aos criadores do SmartIRI, por cederem a licença do aplicativo utilizado na pesquisa.

E a todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram para minha formação, meu sincero agradecimento.

“A dúvida mata mais sonhos do que a falha jamais matará.”

Tadashi Kadomoto

## RESUMO

O transporte rodoviário é o mais utilizado no Brasil, tornando as pontes construções essenciais, responsáveis por garantir não apenas o fluxo de pessoas como também o transporte de cargas. No campo da engenharia estrutural, as pontes são estruturas suscetíveis a problemas dinâmicos, produzidos pela movimentação de veículos e pela ação do vento. A resposta dinâmica em pontes depende de fatores como comprimento do vão, frequência natural da ponte, irregularidade do pavimento, desníveis em juntas estruturais, peso dos veículos, rigidez da suspensão, velocidade e densidade do tráfego. Em projetos de pontes, para considerar o efeito dinâmico de maneira simplificada as normas apresentam coeficientes que visam majorar a carga móvel de projeto. Embora a NBR 7188 apresente novas considerações para o impacto, tais coeficientes não são embasados em estudos de análise dinâmica envolvendo a obtenção de ampliações representativas baseadas na natureza do tráfego e nas condições das rodovias no País. Este trabalho visou realizar ensaios dinâmicos em pontes localizadas no Rio Grande do Sul, buscando a obtenção de fatores de amplificação dinâmica (FAD), bem como a relação com a irregularidade do pavimento. A metodologia proposta foi a realização de ensaios em pontes com diferentes características geométricas, sendo utilizado um veículo de carga de quatro eixos, instrumentado com acelerômetros no interior do baú e no tabuleiro da ponte, visando obter os impactos em ambos ao mesmo tempo. Os resultados foram adquiridos através do processamento dos sinais de aceleração, buscando obter as acelerações nos ensaios estáticos e dinâmicos, e, conseqüentemente, o fator de amplificação dinâmica. Propondo-se obter economia de custo e tempo, foram utilizados dois *smartphones* de mesmo modelo, equipados com acelerômetros cuja taxa de aquisição era igual a 500Hz, garantindo boa precisão para os resultados. O mesmo modelo de *smartphone* foi utilizado para obtenção do Índice de Irregularidade Internacional (IRI) do pavimento sobre a ponte, através de um aplicativo específico. Os resultados indicam uma correlação moderada entre o FAD e IRI. Os valores de FAD obtidos experimentalmente variaram entre 1,25 a 1,97, e em 57% dos casos os valores experimentais foram maiores que os recomendados pela norma brasileira. Essa pesquisa buscou contribuir para uma análise acerca dos coeficientes recomendados pela norma brasileira e utilizados no projeto de Obras de Arte Especiais em todo o País, revelando a necessidade de revisão dos atuais códigos normativos tendo em vista a diferença entre os resultados obtidos.

Palavras-chave: Fator de Amplificação Dinâmica, Pontes, Irregularidade do Pavimento.



## **ABSTRACT**

The highway modal has been the most used in Brazil, making bridges essential buildings, responsible for ensuring not only the flow of people but also the transportation of cargo. In the field of structural engineering, bridges are structures susceptible to dynamic problems, produced essentially by the movement of vehicles and the wind action. The dynamic response in bridges depends on factors such as span length, natural bridge frequency, pavement roughness, structural joint, vehicle weight, traffic speed and density. In bridges design, to consider the dynamic effect in a simplified way, the standards present coefficients that aim to increase the mobile design load. Although NBR 7188 presents new considerations for impact, such coefficients are not based on dynamic analysis studies involving the obtaining of representative amplifications based on the nature of the traffic and the conditions of the highways in the country. This work intends to perform dynamic tests on bridges located in Rio Grande do Sul, aiming at obtaining dynamic amplification factors that can be applied to the design of bridges. The proposed methodology consists in performing tests on bridges and viaducts with different geometric characteristics. A four-axle load vehicle was used, instrumented with an accelerometer inside it. Another accelerometer was placed in the bridge, in order to obtain the impacts in both of them at the same time. The results were acquired through the acceleration signal processing, seeking to obtain the accelerations in the static and dynamic tests, and, consequently, the dynamic amplification factor. Two identical smartphones were used, equipped with accelerometers with acquisition rate of 500Hz, ensuring satisfactory accuracy to the results. The same smartphone model was used to obtain the IRI of the pavement over the bridge through a specific application. Results indicate a moderate correlation between DAF and IRI. The experimentally obtained DAF values ranged from 1.25 to 1.97, and in 57% of the cases the experimental values were higher than those recommended by the normative. This research seeks to contribute to a critical analysis of the guidelines recommended by the standards in Brazil.

**Keywords:** Dynamic Amplification Factor, Bridges, Dynamic Load Testing, IRI.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Sistema dinâmico. ....	19
Figura 2: Representação de sistemas dinâmicos.....	20
Figura 3: Simulação da passagem de um veículo sobre uma ponte cujo perfil não possui irregularidades. ....	22
Figura 4: Simulação da passagem de um veículo sobre uma ponte cujo perfil é irregular. ....	23
Figura 5: Quantidade de Obras de Arte separadas por Estado. ....	24
Figura 6: Quantidade de Obras de Arte separadas por tipo (pontes, viadutos, túneis, passagem inferior, passagem superior, passarela, pontilhão, ponte de madeira, bueiro, passagem de pedestre e passagem de animais). ....	25
Figura 7: Condições das OAEs.....	26
Figura 8: Comparativo entre os coeficientes de impacto. ....	35
Figura 9: Disposição das cargas estáticas.....	36
Figura 10: Conjunto dos oito principais veículos presentes na rodovia segundo Luchi (2006). ....	38
Figura 11: Grupos de eixos mais comuns nos veículos comerciais rodoviários. ....	39
Figura 12: Veículos de carga utilizados para os ensaios dinâmicos em pontes por Brady et al (2006), e também os mais frequentes em rodovias brasileiras: a) veículo dois eixos (2C) e b) veículo três eixos (3C). ....	40
Figura 13: Pesos máximos por eixo dos veículos.....	41
Figura 14: Modelo Quarter-car: a) Representação no veículo e b) Simplificação do modelo. ....	42
Figura 15: Eixos para os acelerômetros em smartphones.....	45
Figura 16: Comparativo entre as medições. ....	47
Figura 17: Resultados relacionando IRI e DAF. ....	51
Figura 18: Resultados relacionando IRI e DAF e velocidade. ....	52
Figura 19: Ensaio dinâmico utilizando relevo em madeira para simular a condição de falha. ....	58
Figura 20: Localização dos equipamentos.....	59
Figura 21: Relação entre maior vão da ponte e primeira frequência natural de flexão identificada na estrutura. ....	62
Figura 22: Exemplo dos modelos numéricos desenvolvidos para a Ponte Rio Inhomirim e a Ponte Rio Iriri. ....	63
Figura 23: Execução do ensaio quase-estático na Ponte Rio Escuro. ....	63
Figura 24: Veículo empregado nos ensaios dinâmicos e equipamento instalado na suspensão do mesmo.....	64
Figura 25: Resultados obtidos nos ensaios experimentais em pontes brasileiras, para deslocamentos verticais. ....	65
Figura 26: Resultados obtidos nos ensaios experimentais em pontes brasileiras.....	66
Figura 27: Servo-acelerômetro posicionado na ponte e sistema de aquisição de dados utilizado para a aquisição de dados. ....	67
Figura 28: Medidor de deslocamento fotoelétrico.....	68
Figura 29: Ensaio com sensor de vibração Noptel PSM-200.....	69
Figura 30: Ensaio dinâmico com tábuas de madeira. ....	70
Figura 31: Obras de arte no Rio Grande do Sul (apenas rodovias federais). ....	78
Figura 32: Localização das obras de arte expostas no Quadro 5, localizadas dentro da região de estudo da Figura 27. ....	79
Figura 33: Instrumentação dos ensaios.....	80
Figura 34: Realização do ensaio na Ponte 3. ....	81
Figura 35: Utilização do aplicativo. ....	84

Figura 36: Os dois <i>smartphones</i> utilizados: um no interior do veículo e outro no tabuleiro da ponte. ....	85
Figura 37: Dados do acelerômetro nos <i>smartphones</i> utilizados na pesquisa. ....	85
Figura 38: <i>QuantumX MX84</i> . ....	86
Figura 39: <i>MGCplus</i> . ....	86
Figura 40: Acelerômetro Triortonogal. ....	87
Figura 41: Sistema de aquisição de sinais na ponte.....	87
Figura 42: <i>MGCplus</i> pronto para utilização. ....	88
Figura 43: Veículo de carga utilizado para os ensaios experimentais. ....	89
Figura 44: Instrumentação no veículo de teste. ....	89
Figura 45: Comparação entre sinal com filtro e sem filtro.....	90
Figura 46: Execução do Método de Nível e Mira na Ponte 1.....	91
Figura 47: Ponte 1. ....	93
Figura 48: Ponte 1 - Condições do pavimento no dia do ensaio. ....	93
Figura 49: Condições de entrada da Ponte 1. ....	94
Figura 50: Ponte 1, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte. ....	95
Figura 51: Ponte 1, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo. ....	96
Figura 52: Ponte 1 - FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado na ponte. ....	97
Figura 53: Ponte 1 - FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado no veículo de teste. ....	97
Figura 54: Comparação dos sinais para o Acelerômetro de 600Hz e <i>Smartphone</i> de 500Hz. ....	98
Figura 55: Ponte 1, comparação dos sinais para pista instrumentada e não instrumentada. ....	99
Figura 56: Valores de FAD obtidos para a Ponte 1. ....	100
Figura 57: Impacto no veículo para a Ponte 1. ....	100
Figura 58: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 1. ....	101
Figura 59: Resultado do IRI na Ponte 1. ....	101
Figura 60: Perfil da Ponte 1 pelo ProVAL para o Método Nível e Mira. ....	102
Figura 61: Ponte 2. ....	103
Figura 62: Condições de entrada da Ponte 2. ....	103
Figura 63: Ponte 2 – Primeiro ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte. ....	104
Figura 64: Ponte 2 – Primeiro ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo. ....	105
Figura 65: Ponte 2 – Segundo ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte. ....	106
Figura 66: Ponte 2 – Segundo ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo. ....	107
Figura 67: Ponte 2 – Primeiro ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado na ponte com a travessia do veículo de teste. ....	108
Figura 68: Ponte 2 – Primeiro ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado no veículo de teste. ....	108
Figura 69: Ponte 2 – Segundo ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado na ponte com a travessia do veículo de teste. ....	109
Figura 70: Ponte 2 – Segundo ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado no veículo de teste. ....	109
Figura 71: Valores de FAD obtidos para a Ponte 2. ....	110
Figura 72: Impacto no veículo para a Ponte 2. ....	110
Figura 73: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 2. ....	111
Figura 74: Resultado do IRI na Ponte 2. ....	111

Figura 75: Perfil pelo ProVAL para o Método Nível e Mira. ....	112
Figura 76: Ponte 3. ....	113
Figura 77: Ponte 3. ....	114
Figura 78: Ponte 3 – Primeiro ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte. ....	115
Figura 79: Ponte 3 – Primeiro ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo. ....	116
Figura 80: Ponte 3 – Segundo ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte. ....	117
Figura 81: Ponte 3 – Segundo ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo. ....	118
Figura 82: Ponte 3 – Primeiro ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado na ponte. ....	119
Figura 83: Ponte 3 – Primeiro ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado no veículo de teste. ....	119
Figura 84: Ponte 3 – Segundo ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado na ponte. ....	120
Figura 85: Ponte 3 – Segundo ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado no veículo de teste. ....	120
Figura 86: Valores de FAD obtidos para a Ponte 3. ....	121
Figura 87: Impacto no veículo para a Ponte 3. ....	121
Figura 88: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 3. ....	122
Figura 89: Resultado do IRI na Ponte 3. ....	122
Figura 90: Perfil pelo ProVAL para o Método Nível e Mira. ....	123
Figura 91: Ponte 4. ....	124
Figura 92: Ponte 4, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte. ....	125
Figura 93: Ponte 4, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo. ....	126
Figura 94: Ponte 4, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado na ponte. ....	127
Figura 95: Ponte 4, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado no veículo de teste. ....	127
Figura 96: Valores de FAD obtidos para a Ponte 4. ....	128
Figura 97: Impacto no veículo para a Ponte 4. ....	128
Figura 98: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 4. ....	129
Figura 99: Resultado do IRI na Ponte 4. ....	129
Figura 100: Ponte 5. ....	130
Figura 101: Ponte 5, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte. ....	131
Figura 102: Ponte 5, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo. ....	132
Figura 103: Ponte 5, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado na ponte. ....	133
Figura 104: Ponte 5, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado no veículo de teste. ....	133
Figura 105: Valores de FAD obtidos para a Ponte 5. ....	134
Figura 106: Impacto no veículo para a Ponte 5. ....	134
Figura 107: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 5. ....	135
Figura 108: Resultado do IRI na Ponte 5. ....	135
Figura 109: Ponte 6. ....	136
Figura 110: Ponte 6, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte. ....	137

Figura 111: Ponte 6, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo. ....	138
Figura 112: Ponte 6, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado na ponte. ....	139
Figura 113: Ponte 6, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado no veículo de teste. ....	139
Figura 114: Valores de FAD obtidos para a Ponte 6. ....	140
Figura 115: Impacto no veículo para a Ponte 6. ....	140
Figura 116: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 6. ....	141
Figura 117: Resultado do IRI na Ponte 6. ....	141
Figura 118: Ponte 7. ....	142
Figura 119: Ponte 7, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte. ....	143
Figura 120: Ponte 7, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo. ....	144
Figura 121: Ponte 7, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado na ponte. ....	145
Figura 122: Ponte 7, FFT dos sinais obtidos pelo <i>smartphone</i> localizado no veículo de teste. ....	145
Figura 123: Valores de FAD obtidos para a Ponte 7. ....	146
Figura 124: Impacto no veículo para a Ponte 7. ....	146
Figura 125: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 7. ....	147
Figura 126: Resultado do IRI na Ponte 7. ....	147
Figura 127: Comparação da FFT para o Acelerômetro de 600Hz e <i>Smartphone</i> de 500Hz. ....	148
Figura 128: Comparação dos resultados de IRI para o SmartIRI e o Método Nível e Mira. ....	149
Figura 129: Resultados de FAD e impacto no veículo para as pontes ensaiadas. ....	150
Figura 130: Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e códigos normativos. ....	153
Figura 131: Correlação entre o comprimento da ponte e o FAD. ....	155
Figura 132: Fator de Amplificação Dinâmica obtido nas pontes para as variadas velocidades. ....	156
Figura 133: Impacto obtido no veículo para as variadas velocidades. ....	156
Figura 134: Correlação entre FAD e IRI. ....	157
Figura 135: Correlação entre o comprimento da ponte e o IRI. ....	157

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Coeficiente de impacto adicional segundo NBR 7188.....	29
Tabela 2: Fatores de impacto dos Estados Unidos. ....	30
Tabela 3: Fatores de amplificação dinâmica. ....	31
Tabela 4: IM segundo MTPRC (China). ....	32
Tabela 5: Ordem de aparecimento dos tipos de veículos nas bases de dados. ....	39
Tabela 6: Relação entre a condição do pavimento e o IRI (m/km). ....	43
Tabela 7: Classificação das condições de trafegabilidade proposta pelo SmartIRI. ....	47
Tabela 8: Resultados experimentais obtidos por Park et al. (2005). ....	50
Tabela 9: Comparativo entre os coeficientes de impacto das normas brasileiras e resultados de Almeida et al. (2010). ....	64
Tabela 10: Resultado do IRI para a Ponte 1. ....	102
Tabela 11: Resultado do IRI para Ponte 2. ....	112
Tabela 12: Resultado do IRI para Ponte 3. ....	123
Tabela 13: Resultados do Acelerômetro de 600Hz em relação ao <i>Smartphone</i> 500Hz. ....	148
Tabela 14: Resultados dos coeficientes das normas abordadas para as pontes ensaiadas. ....	152

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Fatores de impacto no Japão.....	33
Quadro 2: Principais instrumentos para ensaios em pontes. ....	73
Quadro 3: Recomendações para o ensaio dinâmico. ....	75
Quadro 4: Síntese das metodologias para avaliação do fator de impacto. ....	76
Quadro 5: Pontes selecionadas para os estudos experimentais. ....	79
Quadro 6: Programa experimental.....	82
Quadro 7: Classificação dos pavimentos sobre as pontes. ....	150

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
BR	Rodovia federal
CIA	Coeficiente de Impacto Adicional
CIV	Coeficiente de Impacto Vertical
CNF	Coeficiente do Número de Faixas
CONTRAN	Conselho Nacional de Trânsito
CSA	<i>Canadian Standards Association</i>
DAF	<i>Dynamic Amplification Factor</i>
DLA	<i>Dynamic Load Allowance</i>
DLF	<i>Dynamic Load Factor</i>
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ERS	Rodovia estadual (Rio grande do Sul)
FAD	Fator de Amplificação Dinâmica
FFT	Transformada Rápida de Fourier
IRI	Índice de Irregularidade Internacional
IM	Fator de impacto
IRRE	<i>The International Road Roughness Experiment</i>
JRA	<i>Japan Road Association</i>
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
MTPRC	<i>Ministry of Transportation of People's Republic of China</i>
NZTA	<i>New Zealand Transport Agency</i>
OAE	Obras de Arte Especiais



## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO .....	14
1.1	Estrutura da dissertação .....	17
2.	REVISÃO DE LITERATURA.....	18
2.1	Análise dinâmica das estruturas .....	19
2.2	Frequência natural e amortecimento .....	20
2.3	Retroanálise .....	21
2.4	Amplificação dinâmica em pontes .....	22
2.5	Panorama sobre as obras de arte no Brasil .....	24
2.6	Normas que abordam o fator de impacto .....	26
2.6.1	ABNT NBR 7188 – Brasil .....	28
2.6.2	AASHTO – Estados Unidos.....	30
2.6.3	EUROCODE 1 – Europa.....	30
2.6.4	MTPRC – China.....	32
2.6.5	JRA – Japão.....	33
2.6.6	CSA – Canadá .....	33
2.6.7	<i>Austroroads</i> – Austrália .....	34
2.6.8	NZTA – Nova Zelândia.....	34
2.6.9	Comparativo entre os diferentes códigos normativos .....	34
2.8	Características e propriedades dos veículos no Brasil.....	36
2.8.1	Classes de veículos .....	36
2.8.2	Frequência dos veículos nas bases de dados .....	37
2.8.3	Irregularidade do pavimento .....	41
2.9	Aquisição de dados por meio de <i>smartphones</i> .....	44
2.9.1	Uso de <i>smartphones</i> na obtenção do Índice de Irregularidade Internacional.....	45
2.9.2	Uso de <i>smartphones</i> na avaliação de obras de arte especiais.....	48
2.10	Relação entre a irregularidade do pavimento e o fator de amplificação dinâmica....	49
2.11	Transformada Rápida de Fourier (FFT) .....	53
2.12	Trabalhos relacionados .....	53
2.13	Metodologias para a determinação do fator de impacto.....	72
3.	METODOLOGIA .....	77
3.1	Definição das etapas e procedimentos.....	77
3.2	Definição das obras de arte .....	78
3.3	Programa experimental.....	79
3.4	Aquisição de sinais.....	84
3.4.1	<i>Smartphones</i> .....	84
3.4.2	Equipamentos de Aquisição de Dados .....	86
3.4.3	Instrumentação das obras de arte especiais .....	87
3.4.4	Instrumentação do veículo de teste .....	88
3.4.5	Tratamento dos sinais .....	90
3.4.6	Obtenção do Índice de Irregularidade Internacional .....	91
3.4.7	Obtenção da correlação entre as variáveis .....	92
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	93
4.1	Ponte 1.....	93
4.1.1	Resposta dos sinais de aceleração .....	94
4.1.2	Transformada Rápida de Fourier (FFT) .....	97
4.1.3	Comparação entre <i>Smartphone</i> e Acelerômetro.....	97

4.1.4	Instrumentação da pista .....	98
4.1.5	Fator de Amplificação Dinâmica .....	99
4.1.6	Irregularidade do Pavimento .....	100
4.2	Ponte 2 .....	102
4.2.1	Resposta dos sinais de aceleração .....	103
4.2.2	Transformada Rápida de Fourier (FFT) .....	107
4.2.3	Fator de Amplificação Dinâmica .....	109
4.2.4	Irregularidade do Pavimento .....	110
4.3	Ponte 3 .....	113
4.3.1	Resposta dos sinais de aceleração .....	114
4.3.2	Transformada Rápida de Fourier (FFT) .....	118
4.3.3	Fator de Amplificação Dinâmica .....	120
4.3.4	Irregularidade do Pavimento .....	121
4.4	Ponte 4 .....	123
4.4.1	Resposta dos sinais de aceleração .....	124
4.4.2	Transformada Rápida de Fourier (FFT) .....	126
4.4.3	Fator de Amplificação Dinâmica .....	127
4.4.4	Irregularidade do Pavimento .....	128
4.5	Ponte 5 .....	130
4.5.1	Resposta dos sinais de aceleração .....	130
4.5.2	Transformada Rápida de Fourier (FFT) .....	133
4.5.3	Fator de Amplificação Dinâmica .....	133
4.5.4	Irregularidade do Pavimento .....	134
4.6	Ponte 6 .....	135
4.6.1	Resposta dos sinais de aceleração .....	136
4.6.2	Transformada Rápida de Fourier (FFT) .....	138
4.6.3	Fator de Amplificação Dinâmica .....	139
4.6.4	Irregularidade do Pavimento .....	140
4.7	Ponte 7 .....	142
4.7.1	Resposta dos sinais de aceleração .....	142
4.7.2	Transformada Rápida de Fourier (FFT) .....	145
4.7.3	Fator de Amplificação Dinâmica .....	145
4.7.4	Irregularidade do Pavimento .....	146
4.9	Análise dos resultados .....	148
4.9.1	Validação da metodologia .....	148
4.9.1.1	Comparativo entre <i>smartphone</i> e acelerômetro .....	148
4.9.1.1	Método Nível e Mira e SmartIRI .....	149
4.9.2	Fator de Amplificação Dinâmica .....	150
4.9.3	Transformada Rápida de Fourier (FFT) .....	151
4.9.4	Comparação dos resultados obtidos experimentalmente com as normas abordadas .....	151
4.9.5	Correlação entre as variáveis .....	154
5.	CONCLUSÕES .....	158
5.1	Sugestões para trabalhos futuros .....	159
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	160

## 1. INTRODUÇÃO

Obras de Arte Especiais (OAE) são as estruturas como pontes, viadutos e passarelas. As pontes são obras importantes da infraestrutura global. As pontes constituem um acervo público de valor inestimável pela importância que representam para o desenvolvimento econômico e social do País (VITÓRIO, 2015).

O transporte rodoviário está entre os mais eficientes e mais utilizados quando comparado aos demais meios de transporte. A garantia da eficiência está diretamente relacionada à situação das rodovias que compõem o sistema, bem como os elementos que as constituem, como as OAEs, responsáveis por garantir, além do fluxo de pessoas, o transporte de cargas.

As pontes e viadutos estão submetidas às ações de cargas móveis de veículos, ação das águas que incidem nas infraestruturas, forças devido ao vento, mudanças de temperatura, e outras variadas ações. Para garantir o desempenho das estruturas, as mesmas devem estar em boas condições de uso. A ausência de políticas e estratégias voltadas para a conservação de obras públicas resulta em condições precárias para as obras de artes, tanto estruturais quanto funcionais, prejudicando a segurança e o conforto dos usuários.

A degradação das estruturas relaciona-se com questões como a vida útil, uso à qual foi projetada e falta de manutenção. Os problemas com manutenção são decorrentes da ausência de vistorias rotineiras e especiais, cuja finalidade abrange conservar os aspectos estruturais, de durabilidade e funcionalidade (VITÓRIO, 2015).

O fator crucial que influencia diretamente na deterioração das pontes é a vibração causada por veículos. Cabe ressaltar que, com o passar dos anos, essas solicitações apresentaram mudanças, quanto ao peso, geometria e velocidade, ocasionando acelerações impostas à estrutura que devem ser consideradas na análise estrutural. As consequências são vibrações, deslocamentos e solicitações maiores, principalmente quando já existe dano estrutural na estrutura em questão.

Ao mesmo tempo, o aumento das cargas transportadas pelos veículos é um assunto alvo de muitos estudos atualmente, não só para as rodovias brasileiras, mas também em outros países, como Estados Unidos e países europeus. Dessa forma, o desenvolvimento do tráfego rodoviário no Brasil caracteriza-se pela multiplicidade de configurações dos veículos, acréscimo de seu peso bruto e volume de tráfego (ROSSIGALI, 2013).

Quanto ao peso dos veículos, a norma brasileira de cargas móveis para pontes rodoviárias, NBR 7188 (ABNT, 2013), antiga NB 6, evoluiu no sentido de substituir os veículos-tipo de 12, 24 e 36 toneladas por classes mais pesadas, aumentando também os valores das “cargas de multidão” (dadas em unidade de força por metro quadrado) que acompanham o veículo-tipo, para simular os efeitos da passagem simultânea de veículos na ponte.

Em projetos de pontes rodoviárias, a ocorrência dos efeitos dinâmicos devido ao tráfego de veículos é considerada através de um coeficiente de impacto, ou fator de amplificação dinâmica, aplicado nas cargas estáticas. Tal parâmetro, segundo a maioria dos códigos normativos existentes em todo mundo, leva em conta principalmente propriedades geométricas, como por exemplo, o vão da ponte.

Esta simplificação ignora fatores que podem influenciar o comportamento dinâmico da obra ao longo de sua vida útil, ocasionando vibrações excessivas e resultando em problemas de desempenho na mesma. Além disso, observa-se, com frequência, a degradação prematura das estruturas das pontes, o que pode estar relacionado tanto à ausência de manutenção quanto a possíveis erros de projeto.

É de extrema importância o estudo quanto ao comportamento da estrutura de pontes e viadutos devido às cargas dinâmicas que nelas atuam. A avaliação e o correto emprego dos fatores de amplificação dinâmica permitem projetos econômicos e seguros para novas pontes, bem como a gestão das obras de arte já existentes.

Pesquisas recentes e documentos normativos apresentados em todo o mundo definem um valor diferente para o fator de impacto, não havendo um consenso sobre a sua forma de determinação. Isso ocorre devido ao fato de o coeficiente depender de fatores como a extensão da ponte, frequência natural da estrutura, irregularidade do pavimento, entre outros (JRA, 1996; EUROCODE, 2003; MTPRC, 2004; CSA, 2006; AASHTO, 2017; NZTA, 2013).

No Brasil, a NBR 7188 (ABNT, 2013) também apresenta novas considerações acerca dos coeficientes de impacto. Contudo, os mesmos não se basearam em estudos de natureza dinâmica buscando obter as amplificações representativas considerando a natureza do tráfego e as condições das rodovias do País.

Embora muitos estudos teóricos venham sendo apresentados no Brasil, existe uma escassez quanto à avaliação experimental das questões dinâmicas da estrutura, sendo necessários estudos que objetivem encontrar um coeficiente de impacto apropriado às obras de arte especiais encontradas atualmente no País. Sendo assim, a consideração do impacto dinâmico dos veículos em movimento é peça chave para um adequado projeto de uma ponte.

O escopo deste projeto enquadra-se na linha de pesquisa de Planejamento Territorial e Gestão da Infraestrutura, dentro do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Passo Fundo. O estudo busca contribuir para a avaliação de obras de arte especiais, em especial pontes rodoviárias de concreto, indo de encontro aos estudos anteriores apresentados por Milani (2010), Braido (2014), Tozzeto (2016) e Castro (2016).

Braido (2014) destaca a longevidade que estas estruturas podem apresentar se obedecerem a três principais parâmetros: aumento da capacidade de transporte, aumento da vida útil de serviço e aprimoramento do gerenciamento. A influência do engenheiro, em se tratando da sustentabilidade, ocorre nas fases de projeto, construção, manutenção, reabilitação, demolição e substituição dessas estruturas.

O presente estudo contribui com o estado da arte no que diz respeito ao Fator de Amplificação Dinâmica para os projetos das Obras de Arte Especiais, através da realização de um estudo experimental em pontes com diferentes características geométricas e condições de degradação.

Isto posto, essa pesquisa realiza uma análise acerca dos coeficientes de impacto utilizados até então no projeto de obras de arte especiais em todo o Brasil. A importância do tema torna-se evidente quando se trata da segurança da vida humana que transita todos os dias por obras como pontes e viadutos e acaba sofrendo as consequências com projetos muitas vezes mal dimensionados. É inquestionável a urgência de ensaios experimentais de natureza dinâmica no Brasil, visando subsidiar, inclusive, revisões futuras das normas brasileiras.

O objetivo geral da pesquisa foi obter valores experimentais de fator de amplificação dinâmica em pontes rodoviárias de concreto por meio *smartphones*. Como objetivos específicos tem-se:

- a) Comparar os resultados obtidos por equipamentos de aquisição de sinais e *smartphones*;
- b) Avaliar as condições dinâmicas em sete pontes rodoviárias através de ensaios experimentais;
- c) Comparar os resultados experimentais com os valores especificados pelas normas e códigos no âmbito mundial;
- d) Verificar a correlação entre o fator de amplificação dinâmica e a condição do pavimento sobre a ponte, através da obtenção experimental do IRI;
- e) Comparar a obtenção do IRI por meio de *smartphones* com o tradicional Método Nível e Mira.

## **1.1 Estrutura da dissertação**

O presente trabalho se encontra dividido em cinco capítulos. No primeiro capítulo foram apresentadas algumas considerações sobre a temática do trabalho, bem como a justificativa e os objetivos.

No segundo capítulo é apresentada a revisão bibliográfica, abordando a fundamentação teórica e os conceitos necessários para o entendimento do trabalho. No terceiro capítulo estão descritos os procedimentos metodológicos seguidos no desenvolvimento da pesquisa.

O quarto capítulo apresenta os resultados obtidos e a análise dos mesmos. Finalmente, no quinto capítulo, as conclusões são apresentadas com base nos resultados, abordando também algumas sugestões para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo apresentam-se os assuntos pertinentes à compreensão do tema de pesquisa abordado, bem como trabalhos relacionados ao estudo. Entende-se que o termo Fator de Amplificação Dinâmica (FAD) refere-se ao *Dynamic Amplification Factor* (DAF), apresentados pelas literaturas internacionais. O termo Coeficiente de Impacto é apresentado pela norma brasileira como sendo o coeficiente de majoração das cargas estáticas. Ao longo do texto, os três termos poderão ser encontrados, revelando o mesmo significado.

A infraestrutura de transportes é um item importante no que diz respeito à economia de um País ou região. Os investimentos no setor devem garantir as condições de manutenção e de ampliação. Especialmente no Brasil, a matriz rodoviária é o modal de transportes mais utilizado para movimentação de cargas e passageiros.

As pontes rodoviárias são importantes componentes desse sistema. Avaliar o desempenho de obras de arte especiais ao longo da sua vida útil é importante não apenas para a validação do dimensionamento, mas também para a prevenção de situações que possam gerar risco para os usuários, tendo como principal causa a deterioração dos materiais. De maneira geral, a degradação das estruturas das pontes e viadutos está vinculada a questões como idade, condições de utilização, exposição ao meio onde está inserida e falta de atividades de manutenção, as quais visam conservar os aspectos estruturais e de funcionalidade (ARAÚJO, 2014).

A ausência de manutenção nas obras de arte especiais acarreta prejuízo, tanto econômico quanto de segurança. A falta de gerenciamento e o baixo investimento público em manutenção preventiva diminuem a vida útil e aumentam o custo de recuperação, sendo necessária a consideração de risco de colapso.

Muitos estudos foram realizados nos últimos anos, especialmente nas últimas duas décadas, buscando investigar o comportamento dinâmico das pontes rodoviárias sob o impacto de veículos em movimento. Entretanto, nenhum consenso sobre esse assunto ainda foi atingido.

Embora os estudos experimentais apresentem resultados confiáveis para estudar a amplificação dinâmica de pontes sob veículos em movimento, o alto custo e certas limitações restringem suas realizações. O estudo analítico é considerado um método pouco oneroso e que está sujeito a menos restrições. Com o desenvolvimento da tecnologia, provou ser muito eficaz para representar o que ocorre de fato em condições de uso reais.

O valor do fator de amplificação dinâmica depende de muitos fatores, entre eles o comprimento do vão da ponte e frequência natural, a velocidade do veículo, peso e características dinâmicas, a condição das estruturas da ponte, irregularidade do pavimento e condição da junta de expansão (PAULTRE et al., 1992; MCLEAN, MARSH 1998; DENG et al., 2015). Sob este aspecto, estudos numéricos, analíticos e experimentais foram realizados a fim de pesquisar a influência destes fatores no comportamento dinâmico das pontes. Entretanto, cabe salientar que os testes experimentais provam ser a abordagem mais confiável para investigar o comportamento dinâmico das estruturas das pontes, devido às cargas móveis.

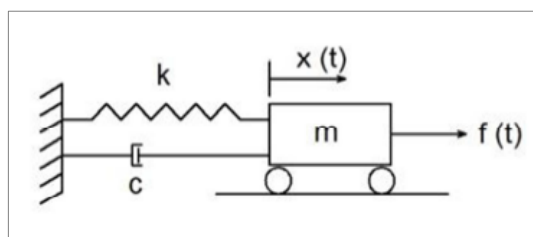
## 2.1 Análise dinâmica das estruturas

As cargas dinâmicas estão passivas da alteração de valor quanto à magnitude, direção ou posição, isto é, mudam com o passar do tempo. Esta capacidade da carga de variar no tempo alternando velocidades se deve às diferenças de massas e inércias não desprezíveis, e à ação de forças externas (MEIRELLES, 2007).

O comportamento da estrutura relaciona-se com as características dos elementos que a constituem como a massa (ligada à inércia), a rigidez (ligada à elasticidade) e o amortecimento (ligado à dissipação de energia). Estes fatores podem alterar o valor das frequências naturais, taxas de amortecimento e formas modais, propriedades estas que determinam o comportamento dinâmico estrutural (LIMA e SANTOS, 2008).

Ainda de acordo com Lima e Santos (2008), um sistema dinâmico é composto por quatro variáveis: massa ( $m$ ), rigidez ( $k$ ), amortecimento ( $c$ ) e a força aplicada ( $f$ ). A massa representa a inércia do sistema, a rigidez diz respeito às propriedades elásticas e o amortecimento é quem dissipa a energia. Em relação ao deslocamento,  $x(t)$  é função do tempo e dos graus de liberdade de cada sistema, podendo ser um único grau de liberdade ou múltiplos graus de liberdade. A Figura 1 demonstra um sistema dinâmico.

Figura 1: Sistema dinâmico.

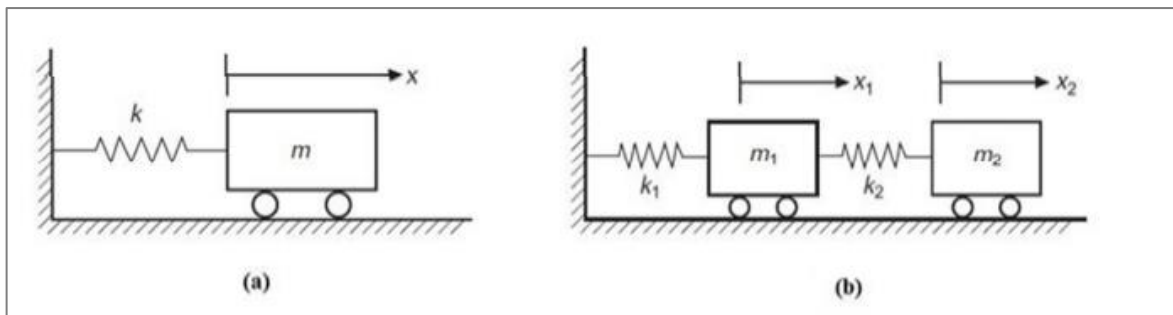


Fonte: adaptado de Lima e Santos (2008).



O número dos graus de liberdade de uma estrutura determina o número de coordenadas necessárias para que seja possível descrever as posições de todas as massas de um sistema dinâmico em qualquer instante de tempo. Quando a finalidade é definir os deslocamentos do sistema, em se tratando do caso de possuir apenas um grau de liberdade, pode-se descrever o deslocamento com apenas uma coordenada. Todavia, quando o mesmo apresentar múltiplos graus de liberdade, conseqüentemente a definição dos deslocamentos dar-se-á com a necessidade de mais de uma coordenada. A Figura 2 exibe em (a) um sistema com um único grau de liberdade, e em (b) um sistema com múltiplos graus.

Figura 2: Representação de sistemas dinâmicos.



Fonte: adaptada de He e Fu (2001).

## 2.2 Frequência natural e amortecimento

A frequência natural e o amortecimento podem ser consideradas características intrínsecas da estrutura (DGC, 1999).

A relação entre rigidez e massa do sistema influencia na frequência natural do mesmo, sendo esta utilizada para quantificar as propriedades da vibração estrutural. Sendo assim, sabe-se que sistemas distintos, com massas e rigidez diferentes, podem apresentar a mesma frequência natural. De maneira direta, pode-se dizer que a frequência natural indica em qual frequência a estrutura tende a vibrar, ou seja, a frequência com que o movimento se repete (HE e FU, 2001).

O termo “natural” enfatiza que a frequência é uma propriedade natural do sistema, estando ligada a forma modal, ou seja, a maneira que a estrutura se deforma. Cada modo de vibração é descrito por sua frequência natural (Braido, 2014).

Em se tratando de vibrações na estrutura, diz-se que o processo responsável pela diminuição da amplitude do movimento até estar em repouso novamente chama-se de amortecimento. Quantificar tal processo é possível por meio da taxa de amortecimento,

parâmetro este adimensional e dependente da massa e da rigidez do sistema (CHOPRA, 2011). Quanto menor a taxa de amortecimento, maior é o número de ciclos e tempo necessários para cessar o movimento de vibração da estrutura.

O amortecimento é geralmente expresso pelo decréscimo logarítmico, que é definido como exposto na Equação 1 (DGC, 1999):

$$\delta = \frac{1}{n} \cdot \ln \left( \frac{A_0}{A_n} \right) \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:  $\delta$  é o amortecimento;

$n$  é o número de ciclos do intervalo considerado (geralmente entre 5 e 10 ciclos);

$A_0$  é a amplitude da resposta dinâmica no início do intervalo;

$A_n$  é a amplitude da resposta dinâmica no final do intervalo.

### 2.3 Retroanálise

A retroanálise em pontes constitui-se de técnicas teóricas, experimentais e numéricas, sendo composta por três etapas: levantamento geométrico, análise experimental e validação do modelo numérico com os resultados experimentais (SANTOS, 2013). Através de sua realização, é possível extrair informações geométricas e propriedades físicas de uma estrutura quando não estão disponíveis os projetos originais.

A primeira etapa, o levantamento geométrico, consiste em identificar dados referentes à geometria da estrutura, como as condições e o número de elementos constituintes e a existência de inclinações, bem como a presença de guarda-corpos, passeios, largura das pistas e do acostamento. A resistência do concreto à compressão pode de ser determinadas por meio de ensaios não destrutivos, a citar a esclerometria (SANTOS, 2013).

Quanto à análise experimental, esta etapa abrange a execução de ensaios dinâmicos e estáticos. Realiza-se a instrumentação da estrutura por meio de acelerômetros para a análise dinâmica e flexímetros para ensaios estáticos.

Na última etapa ocorre a avaliação e correlação de resultados obtidos, visando verificar se o modelo numérico repete o comportamento real da estrutura, bem como prever a eficiência do sistema realizando simulações em torno de seu desempenho.

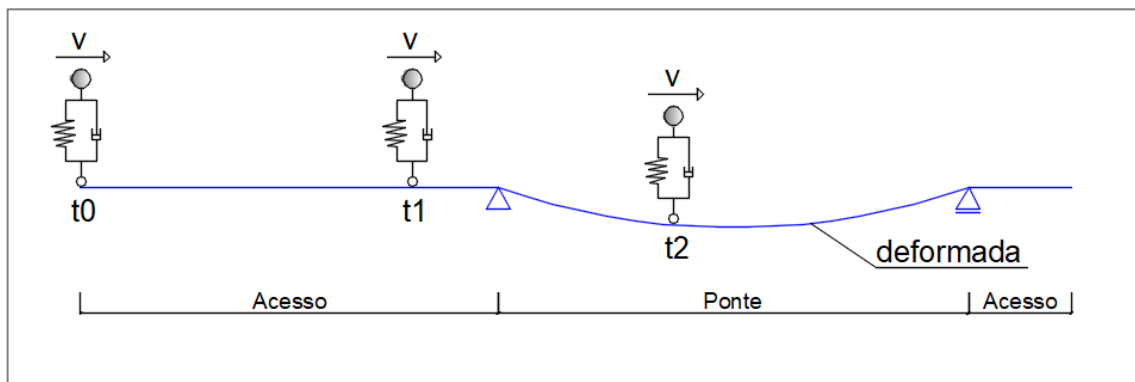
## 2.4 Amplificação dinâmica em pontes

Visando a compreensão do fenômeno de amplificação dinâmica em pontes rodoviárias, pode ser considerado um veículo movendo-se a uma velocidade constante  $v$ . Para cada instante de tempo ( $t$ ), a carga móvel encontra-se em uma determinada posição  $x$  na ponte, a qual corresponde a uma determinada configuração deformada e sendo diferente em cada posição. Para mudar de uma configuração deformada para outra, no intervalo de tempo  $\Delta t$ , a estrutura é sujeita a um determinado campo de acelerações, onde, além das forças elásticas, a ponte também é solicitada por forças de inércia e amortecimento que ocasionam sua vibração. Após a passagem do veículo a ponte retorna a sua configuração de repouso como resultado das forças de amortecimento (CALÇADA, 2001).

Considerando que o veículo trafegue por uma estrada cujo perfil é liso, a massa descreve uma trajetória horizontal, pelo que a força exercida pelos pneus é constante. Considerando que o veículo permanece sempre em contato com a ponte, a alteração do perfil gera um deslocamento da roda do veículo, sendo, portanto, um deslocamento relativo à suspensão.

A partir deste deslocamento, surgem forças elásticas e de amortecimento que atuam diretamente sobre a massa do veículo, provocando sua vibração e conseqüentemente uma alteração da interação entre a ponte e o veículo. Neste sentido, a estrutura tende a adotar uma nova configuração, a qual gera novas forças elásticas, de inércia e amortecimento, acarretando em novas forças de interação. Esse processo caracteriza-se por um ajuste sucessivo das configurações do veículo e da ponte, ao longo de todo o percurso (CALÇADA, 2001). O processo descrito está ilustrado na Figura 3.

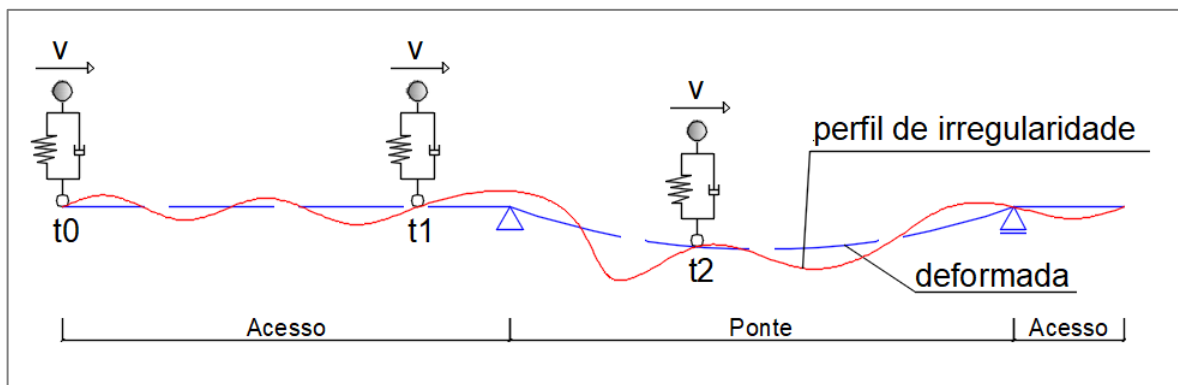
Figura 3: Simulação da passagem de um veículo sobre uma ponte cujo perfil não possui irregularidades.



Fonte: adaptado de Calçada (2001).

O que acontece geralmente é um perfil com irregularidades no pavimento, conforme ilustrado na Figura 4. Para essa situação, a irregularidade do perfil é responsável por si só pela vibração do veículo ao longo do seu percurso. Ou seja, quando o veículo entra na ponte o mesmo já se encontra submetido a condições iniciais de movimento. Já na ponte, os movimentos introduzidos do veículo, os quais afetam a vibração da ponte e do veículo, correspondem à soma dos movimentos introduzidos pela irregularidade do pavimento e pela deformação da estrutura (CALÇADA, 2001).

Figura 4: Simulação da passagem de um veículo sobre uma ponte cujo perfil é irregular.



Fonte: adaptado de Calçada (2001).

As vibrações induzidas pela passagem dos veículos sobre a ponte geram esforços ou deslocamentos na estrutura, os quais são, geralmente, maiores do que aqueles que seriam provocados pelas cargas correspondentes aos veículos, mas aplicadas de forma estática. Este fenômeno é chamado de amplificação dinâmica.

Além disso, as vibrações excessivas também podem gerar dois outros problemas em pontes: a fadiga e problemas de conforto aos usuários. O processo de fadiga em pontes corresponde a uma deterioração progressiva da estrutura originada pelo surgimento e evolução de fendas localizadas nos elementos estruturais, ou mesmo nas junções. Quanto ao conforto, em pontes onde seja permitida a travessia de pedestres, os mesmos podem sentir-se incomodados com a vibração da ponte, sentindo medo e desconforto. Em alguns casos, o conforto pode afetar inclusive as pessoas que se encontram dentro dos veículos (CALÇADA, 2001).

Em síntese, a resposta dinâmica do sistema ponte-veículo envolve a ponte, o pavimento e os veículos. Os veículos desempenham o papel de serem a fonte de excitação da estrutura. O comportamento da ponte pode ser afetado por características dos elementos que a constituem como a massa (ligada à inércia), a rigidez (ligada à elasticidade) e o amortecimento (ligado à

dissipação de energia). Estes parâmetros são capazes de alterar o valor das frequências naturais, taxas de amortecimento e formas modais, propriedades que determinam o comportamento dinâmico estrutural (LIMA e SANTOS, 2008).

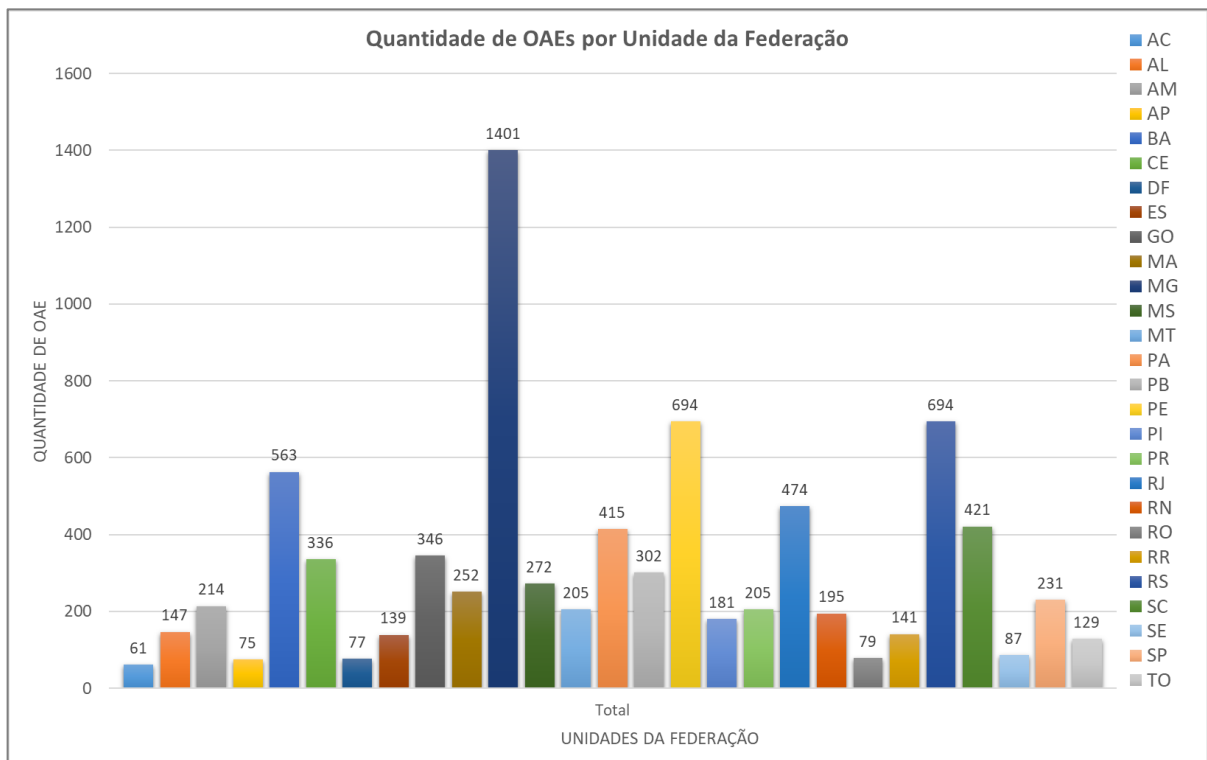
Já no que diz respeito ao pavimento, cita-se como principal característica de influência nas vibrações a irregularidade do mesmo, enquanto que para os veículos, pode-se citar o tipo de suspensão encontrado (CALÇADA, 2001).

## 2.5 Panorama sobre as obras de arte no Brasil

Os dados expostos a seguir foram obtidos na página online oficial do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), no que diz respeito ao cadastro do ano de 2018 das obras de artes que pertencem à administração do órgão federal.

Segundo DNIT (2017), existem cadastradas 8.336 obras de arte especiais no Brasil, divididas conforme o Estado no gráfico apresentado na Figura 5.

Figura 5: Quantidade de Obras de Arte separadas por Estado.

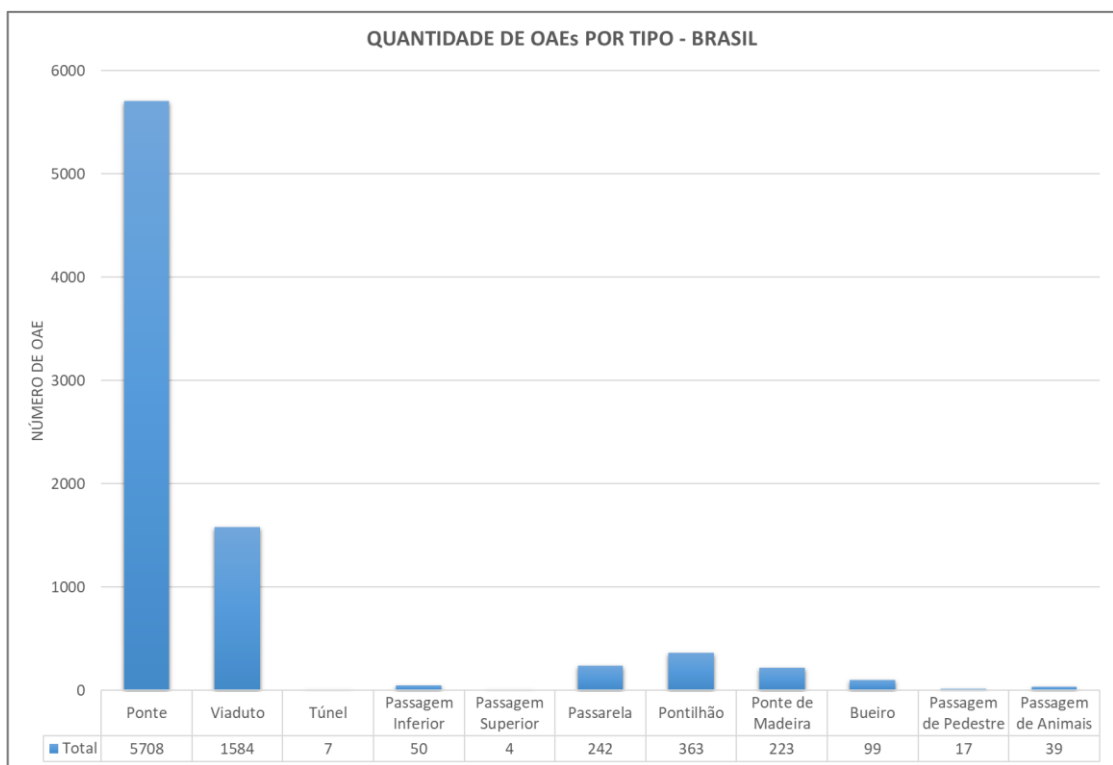


Fonte: DNIT (2017).

Observa-se que o maior número de OAEs está concentrado no estado de Minas Gerais, com 1.401 unidades, seguido por Pernambuco e Rio Grande do Sul com 694 unidades. A Figura

6 apresenta a quantidade de elementos quanto à tipologia, dividido entre: Pontes, Viadutos, Túneis, Passagem Inferior, Passagem Superior, Passarela, Pontilhão, Ponte de Madeira, Bueiro, Passagem de Pedestre e Passagem de Animais. Em suma, os maiores elementos existentes atualmente são as Pontes (5.708 unidades) e Viadutos (1.584 unidades), que merecem uma atenção especial.

Figura 6: Quantidade de Obras de Arte separadas por tipo (pontes, viadutos, túneis, passagem inferior, passagem superior, passarela, pontilhão, ponte de madeira, bueiro, passagem de pedestre e passagem de animais).

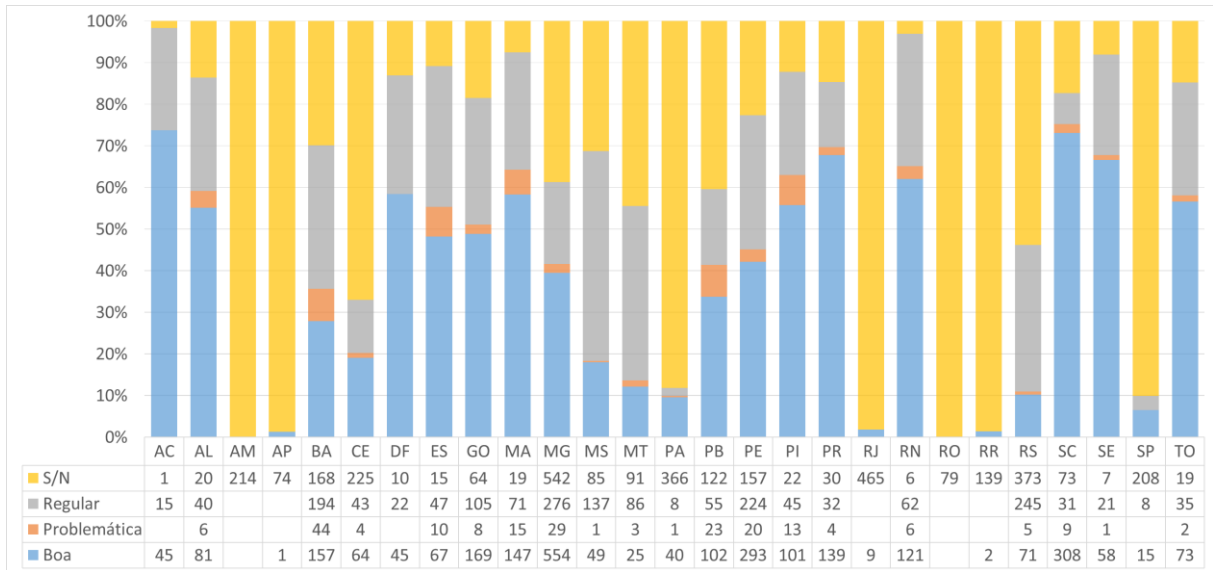


Fonte: DNIT (2017).

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) realizou inclusive um levantamento do estado atual de conservação e segurança das obras de arte cadastradas, que pode ser observado na Figura 7. Através da análise do gráfico, pode-se afirmar que a maioria dos elementos do modal atualmente apresentam condições regulares de utilização, sendo sua minoria com situação problemática.

O cadastro de dados do DNIT possui, além das condições específicas dos elementos monitorados, dados como largura, extensão, composição estrutural e coordenadas geográficas para fácil localização (latitude e longitude).

Figura 7: Condições das OAEs.



Fonte: DNIT (2017).

## 2.6 Normas que abordam o fator de impacto

O fator de amplificação dinâmica (FAD) desempenha um papel extremamente importante na prática do projeto de pontes e avaliação de suas condições. A avaliação rigorosa dos fatores de amplificação dinâmica leva a projetos seguros e econômicos para novas pontes e fornece valiosas informações para avaliação e gestão das condições de pontes já existentes.

Apesar de utilizado e regulamentado em vários países do mundo, não há consenso quanto ao valor ou forma de determinação do fator de impacto, existindo um desacordo entre as disposições dos vários códigos de projetos de pontes. Isto ocorre porque tal coeficiente depende, além da extensão máxima ou a frequência natural da ponte, de muitos outros parâmetros que são difíceis de levar em conta com uma precisão razoável. A velocidade do veículo, peso e características dinâmicas, o estado da estrutura, rugosidade da estrada, juntas de dilatação, o tipo de suportes das pontes, a interação solo-estrutura e a influência de elementos secundários são fatores que influenciam a resposta dinâmica de obras de arte (PAUTRE et al., 1992).

Em relação ao uso de coeficientes de impacto YANG (1995), apresenta uma proposta para a determinação de coeficiente de impacto em função de um parâmetro adimensional expresso por (Equação 2):

$$S = \frac{\pi v}{\omega L} \tag{Equação 2}$$

Onde:  $v$ : velocidade do veículo (m/s);  
 $L$ : vão da ponte (m);  
 $\omega$ : frequência natural angular da ponte.

A formulação acima considera os parâmetros que retratam a mobilidade da carga e a característica parcial dinâmica das pontes. Os fatores não acatados nessa formulação são as irregularidades da pista e o amortecimento. Nessas aproximações, o conceito de amplificação da resposta dinâmica sob o efeito da interação veículo-estrutura também não é considerado (PRAVIA, 2003).

BAKHT e PINJARKAR (1989) definem o fator de amplificação dinâmica da seguinte forma, com base nas respostas dinâmicas e estáticas máximas (Equação 3):

$$\mathbf{IM} = \frac{R_{dyn} - R_{sta}}{R_{sta}} \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:  $IM$ : fator de amplificação dinâmica;  
 $R_{dyn}$ : máxima resposta dinâmica;  
 $R_{sta}$ : máxima resposta estática.

Esta definição simplesmente considera o máximo de ambas as respostas, independentemente de as duas respostas máximas ocorrerem simultaneamente. OBrien et al. (2010) apontaram que tal definição do fator de impacto é desnecessariamente conservadora por não conseguir resolver a probabilidade reduzida de duas respostas máximas acontecendo simultaneamente. No entanto, a definição é usada na maioria dos estudos devido à sua conveniência de uso e de acordo com o propósito do projeto (MCLEAN E MARSH, 1998).

Algumas outras referências definem o coeficiente de impacto dinâmico de forma parecida, conforme a Equação 4 (BRADY et al., 2006; PAEGLITE; PAEGLITIS, 2013):

$$\mathbf{DAF} = \frac{\epsilon_{dyn}}{\epsilon_{stat}} \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:  $DAF$ : fator de amplificação dinâmica;  
 $\epsilon_{dyn}$ : deslocamento máximo da resposta dinâmica;  
 $\epsilon_{stat}$ : deslocamento máximo da resposta estática.



### 2.6.1 ABNT NBR 7188 – Brasil

A NBR 7188 é a norma que define os valores característicos das cargas móveis rodoviárias de veículos para o projeto de pontes e viadutos. Quanto aos efeitos dinâmicos das cargas móveis, a primeira edição da norma NBR 7188 (ABNT, 1982) não apresenta indicações.

A NBR 7187 (ABNT, 2003) que fixa os requisitos para o projeto de pontes, afirma que o efeito dinâmico das cargas móveis deve ser analisado pela teoria da dinâmica das estruturas, mas define o coeficiente de impacto para o projeto de obras rodoviárias (Equação 5):

$$\varphi = 1,4 - 0,007L \geq 1 \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:  $\varphi$ : coeficiente de impacto e;  
L: comprimento do vão.

A edição em vigência (ABNT NBR 7188:2013) apresenta três coeficientes para ponderação das cargas verticais rodoviárias (Equação 6):

$$Q = P * CIV * CNF * CIA \quad (\text{Equação 6})$$

Onde: Q: valor da carga móvel aplicada no nível do pavimento;  
P: carga estática concentrada característica (sem ponderação) aplicada no nível do pavimento;  
CIV: coeficiente de impacto vertical;  
CNF: coeficiente de número de faixas e;  
CIA: coeficiente de impacto adicional.

O CIA é utilizado para majorar os esforços das cargas móveis (veículo tipo e carga distribuída) devido à imperfeição ou descontinuidade da pista de rolamento no caso de juntas de dilatação, extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal inferior a 5,0 metros para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas considerando tal coeficiente. O CIA é aplicado apenas para as seções da superestrutura (vigas e lajes) e não é considerado no dimensionamento de aparelhos de apoio, pilares e fundações, sendo definido de acordo com o tipo de material, conforme a Tabela 1.

Tabela 1: Coeficiente de impacto adicional segundo NBR 7188.

<b>CIA</b>	
Pontes em concreto ou mistas	1,25
Pontes em aço	1,15

Fonte: adaptada de ABNT (2013).

O CNF considera o número de faixas da ponte e vale 1 para o caso de pontes com duas faixas. Este coeficiente busca levar em conta a probabilidade da carga móvel (veículo tipo e carga distribuída) ocorrer em função do número de faixas, não sendo aplicado ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego, como, por exemplo, lajes. A Equação 7 determina o CNF:

$$\mathbf{CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9} \quad \text{(Equação 7)}$$

Onde: n: número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo (acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia).

A definição do coeficiente de impacto vertical (CIV) considera o comprimento do vão livre da ponte. Para pontes com vãos menores que 10 metros, o valor do CIV corresponde a 1,35, já para pontes com vão entre 10 e 200 metros, determina-se segundo a Equação 8. A norma recomenda que, para vãos maiores que 200 metros, sejam realizados estudos de natureza dinâmica.

$$\mathbf{CIV = 1 + 1,06 \left( \frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \leq 1,35} \quad \text{(Equação 8)}$$

Onde:  $L_{iv}$ : vão em metros para o cálculo do CIV conforme o tipo de estrutura.

A norma expõe que o CIV amplifica a ação da carga estática (veículo tipo e carga distribuída) simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Esse coeficiente deve ser considerado no dimensionamento de todos os elementos estruturais da ponte, porém não elimina a necessidade de análise dinâmica nas estruturas sensíveis e de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas.

### 2.6.2 AASHTO – Estados Unidos

A *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) é a organização norte-americana responsável pelo estabelecimento de normas nos Estados Unidos da América, sendo que os fatores de impacto estão presentes na *Standard Specifications for Highway Bridges* (AASHTO, 2002) e na *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2017). O termo LRFD refere-se a *Load and Resistance Factor Design*. McLean e Marsh (1998) esclarecem que ambos os documentos podem ser considerados no projeto de pontes.

A *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (2017) reforça que não se aplica coeficiente de impacto à carga móvel distribuída. Para análise de elementos que constituem as juntas do tabuleiro o fator IM vale 75%. A Tabela 2 apresenta os fatores de impacto.

Tabela 2: Fatores de impacto dos Estados Unidos.

<b>Estado-Limite</b>	<b>IM</b>
Estado-limite de fadiga	15%
Demais estados limites	33%

Fonte: adaptada de AASHTO LRFD (2017).

No caso de elementos enterrados, o referido código apresenta uma redução no fator de impacto em função da altura enterrada do elemento e não se considera amplificação dinâmica para o dimensionamento de elementos de fundação completamente enterrados.

### 2.6.3 EUROCODE 1 – Europa

A norma europeia *Eurocode 1: Actions on Structures—Part 2: Traffic Loads on Bridges*, de 2003 (EC1-2), estabelece as ações do tráfego rodoviário em pontes e é baseada em quatro modelos de carga.

O Modelo 1 é o modelo de referência do EC1-2 e é formado por uma carga uniformemente distribuída e por cargas concentradas, que representam a maior parte dos efeitos de tráfego de caminhões e automóveis, sendo utilizado para verificações locais e globais. O Modelo 2 destina-se a pontes de pequeno vão e consiste em um veículo de um único eixo de duas rodas. Já o Modelo 3 considera a passagem de veículos especiais e de transportes industriais, que podem trafegar em trechos específicos projetados para cargas anormais. O Modelo 4 considera a cargas de multidões de pedestres, proposta apenas para verificações gerais.

O fator de amplificação dinâmica embutido nestes modelos de carga é baseado em uma qualidade média de pavimento e em uma suspensão pneumática dos veículos, sendo função do comprimento do vão da ponte, para pontes de uma, duas e quatro pistas. A Tabela 3 apresenta os valores para FAD.

Tabela 3: Fatores de amplificação dinâmica.

Vão (L)	DAF
<b>PONTES DE UMA PISTA</b>	
Momento fletor	
$L \leq 5m$	1,7
$5m < L < 15m$	$1,85 - 0,03 * L$
$L \geq 15m$	1,4
Força cortante	
$L \leq 5m$	1,4
$5m < L < 25m$	$1,45 - 0,01 * L$
$L \geq 25m$	1,2
<b>PONTES DE DUAS PISTAS</b>	
Momento fletor e Força cortante	
$L \leq 50m$	$1,3 - 0,004 * L$
$L > 50m$	1,1

Fonte: adaptado do Eurocode 1 (2003).

O referido código apresenta o coeficiente de amplificação adicional  $\Delta_{\phi_{fad}}$ , encontrado segundo a Equação 9, que é destinado para verificação de fadiga em seções de elementos estruturais distantes até 6,0 m das juntas do tabuleiro. Uma simplificação conservadora consiste em utilizar  $\Delta_{\phi_{fad}} = 1,3$ , para qualquer seção transversal distante até 6,0 m das juntas do tabuleiro.

$$\Delta_{\phi_{fad}} = 1,3 * \left(1 - \frac{D}{26}\right); \Delta_{\phi_{fad}} \geq 1 \quad (\text{Equação 9})$$

Onde:

D: distância em metros do local da seção considerada até o local da junta de expansão.

### 2.6.4 MTPRC – China

O *General Code for Design of Highway Bridges and Culverts*, apresentado pelo ministério de transportes Chinês (MTPRC, nos anos de 1989 e 2004), estabelece um coeficiente de impacto (IM) relacionado com o comprimento do vão da ponte. O fator IM é definido de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4: IM segundo MTPRC (China).

<b>MTPRC (1989)</b>	
Pontes de Concreto	
<b>Vão (L)</b>	<b>IM</b>
L ≤ 5m	0,3
5m < L < 45m	$0,3 * (1,125 - 0,025 * L)$
L ≥ 45m	0
Pontes de Aço	
<b>Vão (L)</b>	<b>IM</b>
Todos	$\frac{15}{37,5 + L}$
<b>MTPRC (2004)</b>	
<b>Frequência fundamental da ponte (Hz)</b>	<b>IM</b>
F < 1,5 Hz	0,05
1,5 Hz ≤ F ≤ 14 Hz	$0,1767 * \ln(f) - 0,0157$
F > 45 Hz	0,45

Fonte: adaptado de MTPRC (1989 e 2004).

### 2.6.5 JRA – Japão

Segundo McLean e Marsh (1998), o código japonês *Specifications for Highway Bridges* (Japan Road Association – JRA, 1996) apresenta os fatores IM mostrados no Quadro 1, onde as cargas móveis devem ser majoradas por 1+IM.

O código normativo japonês, diferente dos demais, considera além do comprimento  $L$  (em metros) do vão da ponte, também o tipo de carregamento e o tipo da ponte.

Quadro 1: Fatores de impacto no Japão.

Tipo da ponte	Tipo de carga	Fator de Impacto (IM)
Aço	Caminhão e carga distribuída	$\frac{20}{50 + L}$
Concreto Armado	Caminhão	$\frac{20}{50 + L}$
	Carga distribuída	$\frac{7}{20 + L}$
Concreto Protendido	Caminhão	$\frac{20}{50 + L}$
	Carga distribuída	$\frac{10}{25 + L}$

Fonte: adaptado de JRA (1996).

### 2.6.6 CSA – Canadá

O documento *Commentary on CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code* (Canadian Standards Association – CSA, 2006) define que para veículos de três ou mais eixos, o fator DLA (*Dynamic Load Allowance*) de 0,25 é suficiente e até mesmo conservador no caso de veículos pesados similares ao veículo de projeto da norma canadense que possui cinco eixos.

Dessa forma, o coeficiente de impacto é dado por “1+DLA”, sendo que para veículos mais leves seu valor deve ser maior. A norma determina que a amplificação dinâmica não deve ser aplicada ao carregamento distribuído, indicado pelo trem tipo.

Segundo Deng et.al. (2015), o código canadense apresenta que DLA é igual a 0,4 para veículos de apenas um eixo, igual a 0,3 no caso da consideração de dois eixos e 0,5 para juntas do tabuleiro.

### 2.6.7 Austroads – Austrália

De acordo com Kirkcaldie e Wood (2008), no que diz respeito ao código australiano *AS 5100 Bridge Design Standard—Part 2: Design Load* (Austroads, 2004), os valores de DLA são fixos em função de seis modelos de carga móvel. Os coeficientes “1+DLA”, aplicados aos modelos de carga móvel que representam veículos em movimento, variam de 1,1 até 1,4, sendo aplicados tanto nas cargas do caminhão de projeto quanto na carga distribuída. Cabe ressaltar que não se aplica impacto ao modelo de carga móvel que representa tráfego congestionado.

### 2.6.8 NZTA – Nova Zelândia

O código normativo da Nova Zelândia *Bridge Manual* (New Zealand Transport Agency – NZTA, 2013) define que para momento em balanços, momento nas lajes do tabuleiro, força cortante e reações de apoio deve ser considerado o valor de 1,30 para o coeficiente de impacto.

Já para momento em vãos simples ou contínuos, o coeficiente de impacto, chamado de DLF (*Dynamic Load Factor*), é expresso pela Equação 10.

$$\mathbf{DLF = 1 + \frac{15}{L+38} \leq 1,30} \quad \text{(Equação 10)}$$

Onde: L: comprimento do vão, em metros, para momentos positivos ou a média dos comprimentos dos vãos adjacentes para momentos negativos.

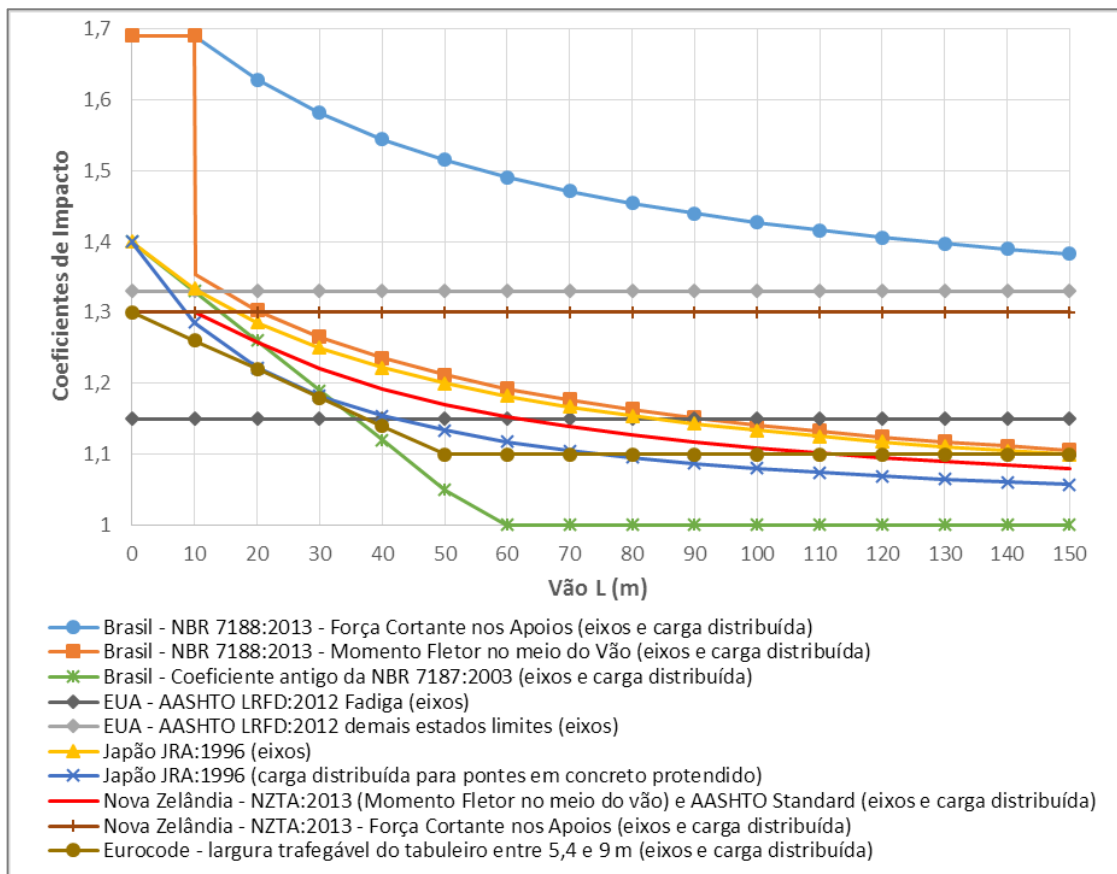
O coeficiente de impacto é aplicado nos momentos, forças cortantes e reações de apoio originados da carga móvel total (grupo de eixos e carga distribuída). O código ainda apresenta que não se aplica coeficiente de impacto em elementos da ponte completamente enterrados, uma vez que a vibração é amortecida pelo solo.

### 2.6.9 Comparativo entre os diferentes códigos normativos

Carneiro e Bittencourt (2018) apresentaram uma síntese e revisão dos principais coeficientes de impacto normatizados em diversos países, objetivando apresentar subsídios para estudos experimentais de natureza dinâmica que busquem avaliar a realidade brasileira no que diz respeito aos coeficientes atualmente recomendados pela norma e às condições reais de pavimentos e estruturas das obras de arte no País.

A Figura 8 apresenta o comparativo entre alguns coeficientes de impacto apresentados pelo autor considerando um modelo de ponte em concreto de vão biapoiado com juntas estruturais nas extremidades. No gráfico são apresentados os coeficientes de impacto que majoram a força cortante no apoio e o momento fletor no meio do vão, não levando em conta o coeficiente que considera o número de faixas pois tais coeficientes não são essencialmente dinâmicos. Na NBR 7188 (ABNT, 2013), as solicitações nas seções até 5 metros das juntas (força cortante no apoio e momento fletor no meio do vão de 10 m) são majoradas por “CIAx CIV”, enquanto os momentos fletores nos vãos maiores que 10 metros são majorados apenas pelo CIV.

Figura 8: Comparativo entre os coeficientes de impacto.



Fonte: Carneiro e Bittencourt (2018).

Em uma análise crítica, pode-se observar que em relação a força cortante no apoio e momento fletor no meio do vão de 10 metros, a consideração do CIA faz com que a amplificação dinâmica da NBR 7188 (2013) chegue a ser de 70% no caso de vãos de 10 metros, conforme exposto pelo autor, enquanto que o valor máximo obtido nas outras normas é de 33%. Essa diferença entre as normas é ainda maior no que diz respeito à fadiga, uma vez que a



AASHTO LRFD (2012) apresenta uma amplificação de apenas 15%. Em relação aos coeficientes de impacto para momento fletor em vãos maiores que 10 metros, pode-se constatar que os valores da NBR 7188 (2013) são mais próximos aos valores das outras normas, embora ainda sejam conservadores. Vale notar que apesar da AASHTO LRFD (2012) apresentar coeficientes maiores (exceto para fadiga), tais amplificações são aplicadas exclusivamente ao caminhão de projeto (CARNEIRO E BITTENCOURT, 2018).

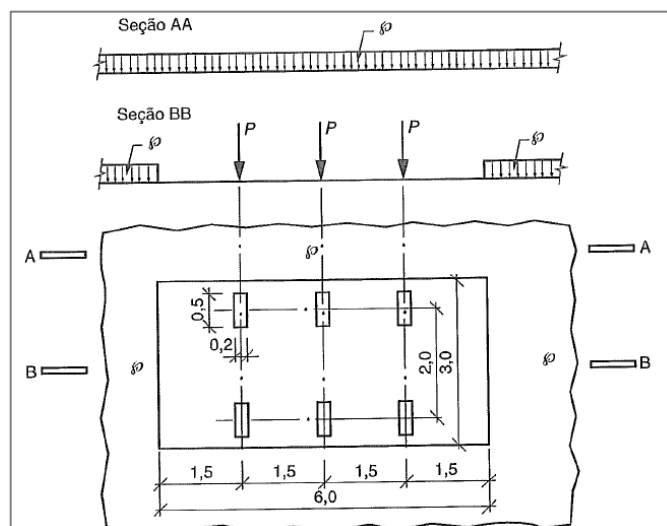
## 2.8 Características e propriedades dos veículos no Brasil

### 2.8.1 Classes de veículos

A última revisão da norma NBR 7188 (ABNT, 2013) traz como carga móvel rodoviária o veículo padrão TB-450, definido como um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas,  $P=75$  kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 metros com área de ocupação de 18,0 m<sup>2</sup>, cercada por uma carga uniformemente distribuída constante com valor de 5 kN/m<sup>2</sup>.

A carga móvel assume uma posição qualquer em toda a pista rodoviária, com as rodas na posição mais desfavorável, considerando até mesmo o acostamento e faixas de segurança. A carga distribuída deve ser aplicada na posição mais desfavorável também, independentemente das faixas rodoviárias, sendo admitida a distribuição da carga concentrada nos elementos estruturais a partir da superfície de contato em um ângulo de 45° (ABNT, 2013). A Figura 9 apresenta a distribuição das cargas estáticas.

Figura 9: Disposição das cargas estáticas.



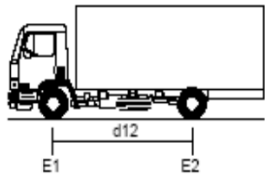

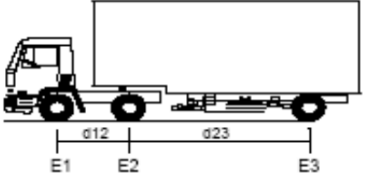
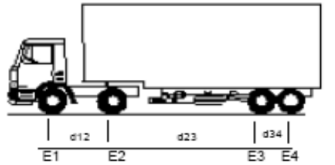
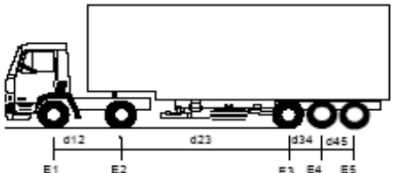
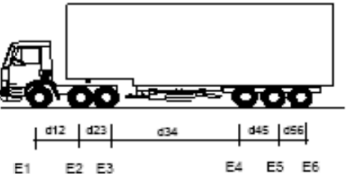
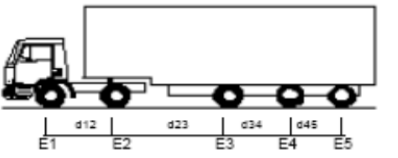
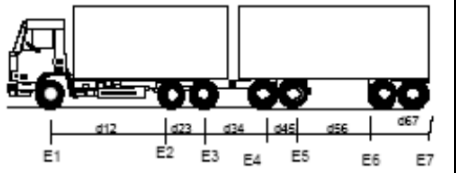
Fonte: NBR 7188 (ABNT, 2013).

Quanto ao veículo considerado, em obras de estradas vicinais municipais de uma faixa ou obras particulares, a carga móvel mínima refere-se ao tipo TB-240, este sendo um veículo de 240 kN e seis rodas,  $P=40$  kN, com três eixos afastados entre si a uma distância de 1,50 metros, e área de ocupação de 18,0 m<sup>2</sup>, circundada por uma carga uniformemente distribuída constante no valor de 4,0 kN/m<sup>2</sup>.

### **2.8.2 Frequência dos veículos nas bases de dados**

Luchi (2006) realizou uma análise estatística e propôs um tráfego representativo para rodovias brasileiras. Nesse estudo, adotou como variáveis determinísticas a distância entre os eixos dos veículos, a proporção de carga sustentada por cada eixo e a quantidade de cada tipo de veículo na rodovia, e como variáveis aleatórias, o peso bruto total dos veículos e volume de tráfego da rodovia. O autor observou que 8 tipos de veículos de carga representavam cerca de 99% do tráfego analisado, estes apresentados na Figura 10.

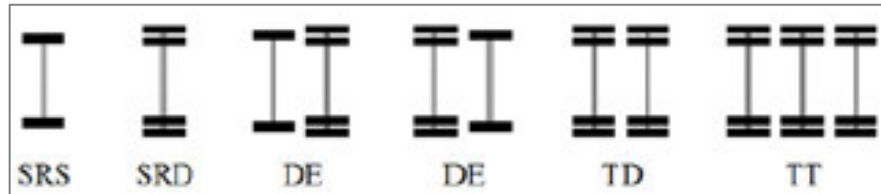
Figura 10: Conjunto dos oito principais veículos presentes na rodovia segundo Luchi (2006).

Silhueta	Classe	Nº de eixos	Caracterização
	2C	2	CAMINHÃO E1 = eixo simples (ES), rodagem simples (RS), carga máxima (CM) = 6t ou capacidade declarada pelo fabricante do pneumático E2 = ES, rodagem dupla (RD), CM = 10t $d12 \leq 3,50m$
	3C	3	CAMINHÃO TRUCADO E1 = ES, RS, CM = 6t E2E3 = ES, conjunto de eixos em tandem duplo TD, CM = 17t $d12 > 2,40m$ $1,20m < d23 \leq 2,40m$
	2S1	3	CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM = 6t E2 = ED, RD, CM = 10t E3 = ED, RD, CM = 10t $d12, d23 > 2,40m$
	2S2	4	CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD, CM 10t E3E4 = TD, CM = 17t $d12, d23 > 2,40m$ $1,20m < d34 \leq 2,40m$
	2S3	5	CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD CM10t E3E4E5 = TT, CM 25,5t $d12, d23 > 2,40m$ $1,20m < d34, d45 \leq 2,40m$
	3S3	6	CAMINHÃO TRATOR TRUCADO + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = TD, CM 17t E4E5E6 = TT, CM 25,5t $d12, d34, > 2,40m$ $1,20m < d23, d45, d56 \leq 2,40m$
	2I3	5	CAMINHÃO TRATOR + SEMI REBOQUE E1 = ES, RS, CM 6t E2 = ED, RD, CM 10t E3 = ED, RD, CM 10t E4 = ED, RD, CM 10t E5 = ED, RD, CM 10t $d12, d23, d34, d45 > 2,40m$
	3D4	7	ROMEU E JULIETA(caminhão trucado + reboque) E1 = ES, RS, CM 6t E2E3 = T0, CM 17t E4E5 = TD, CM 17t E6E7 = TD, CM 17t $d12, d34, d56 > 2,40m$ $1,20m < d23, d45, d67 \leq 2,40m$

Fonte: Adaptado de DNIT (2006a).

Na Figura 11 são mostrados os grupos de eixos mais frequentes nos veículos comerciais, segundo a Resolução 210 do CONTRAN (ROSSIGALI, 2013).

Figura 11: Grupos de eixos mais comuns nos veículos comerciais rodoviários.



Legenda: simples de rodas simples (SRS), simples de rodas duplas (SRD), duplo especial (DE, com duas configurações possíveis), *tandem* duplo (TD) e *tandem* triplo (TT)

Fonte: Rossigali (2013).

Rossigali (2013) apresenta em sua pesquisa uma síntese acerca da frequência dos veículos nas bases de dados brasileira. A Tabela 5 resume as classes de veículos mais frequentes, em ordem crescente.

Tabela 5: Ordem de aparecimento dos tipos de veículos nas bases de dados.

Classe	DNIT (1999-2002)	CENTRAN (2005)	Ecovia (2008)	AutoBan (2008)	AutoBan (2011)
<b>2C</b>	2	3	4	3,4**	2,5**
<b>3C</b>	1	1	6	1	1
<b>2S1</b>	12	6	8	8	8
<b>2S2</b>	4	4	5	5	3
<b>2S3</b>	3	2	2	2	4
<b>3S3</b>	9	5	3	7	6
<b>3T4</b>	5*	7	1*	6	7*

Fonte: Rossigali (2013).

\* Em algumas bases de dados a classe 3T4 não é separada de outras semelhantes, como os reboques de 7 eixos.

\*\* Nas bases de dados da AutoBAN os registros de classes foram somados (2CC + 2C).

Comenta-se que apesar da crescente diversidade nas configurações possíveis para os veículos combinados, os caminhões monolíticos 2C e 3C continuam sendo os mais frequentes nas estradas brasileiras (Figura 12).

Figura 12: Veículos de carga utilizados para os ensaios dinâmicos em pontes por Brady et al (2006), e também os mais frequentes em rodovias brasileiras: a) veículo dois eixos (2C) e b) veículo três eixos (3C).



a)

b)

Fonte: Brady et al. (2006).

O CONTRAN, por meio das Resoluções nº 12/98, 184/05 e nº 62/98, regulamentou os artigos 99 e 100 do Código de Trânsito Brasileiro, onde constam os limites para dimensões, peso bruto total e por eixo que devem ser observados para os veículos de carga que circulam nas vias terrestres. Através da Resolução nº 104/99, o conselho também alterou a tolerância para o excesso de peso por eixo de 5% para 7,5%.

Quanto às dimensões máximas, a Resolução nº 12/98, artigo 1º, estabelece que para a largura é 2,60m e para o comprimento 4,40m. Já para o comprimento total dos veículos:

- Veículo simples: 14,0m;
- Veículo articulado: 18,15m;
- Veículo com reboque: 19,80m.

A Figura 13 apresenta os pesos máximos por eixo, sendo que o peso bruto total por unidade ou combinação de veículos é igual a 45 toneladas.

Figura 13: Pesos máximos por eixo dos veículos.

EIXO / CONJUNTO DE EIXOS	RODAGEM	SUSPENSÃO	ENTRE-EIXOS (m)	CARGA (kg)	TOLERÂNCIA (7,5%)
Isolado	simples	-	-	<sup>(1)</sup> 6.000	6.450
Isolado	simples	-	-	<sup>(2)</sup> 6.000	6.450
Isolado	dupla	-	-	10.000	10.750
Duplo	simples	direcional	-	12.000	12.900
Duplo	dupla	tandem	>1,20 ou 2,40	17.000	18.280
Duplo	dupla	não em tandem	>1,20 ou 2,40	15.000	16.130
Duplo	simples+dupla	especial	1,20	9.000	9.680
Duplo	simples+dupla	especial	>1,20 ou 2,40	13.500	14.520
Duplo	Extralarga <sup>(4)</sup>	pneumática	>1,20 ou 2,40	17.000	18.280
Triplo <sup>(3)</sup>	dupla	tandem	>1,20 ou 2,40	25.500	27.420
Triplo <sup>(3)</sup>	Extralarga <sup>(4)</sup>	pneumática	>1,20 ou 2,40	25.500	27.420

<sup>(1)</sup> Para rodas com diâmetro inferior ou igual a 830 mm.  
<sup>(2)</sup> observada a capacidade e os limites de peso indicados pelo fabricante dos pneumáticos e diâmetro superior a 830 mm.  
<sup>(3)</sup> aplicável somente a semi-reboques.  
<sup>(4)</sup> pneu single (385/65 R 22,5) aplicável somente a semi-reboques e reboques conforme a Resolução nº 62 de 22/05/98 do CONTRAN. A utilização de outros tipos de pneumáticos "single" estará sujeita à Autorização Provisória Experimental - APEX (art. 2º da Resolução Nº 62).

Fonte: CONTRAN - Resolução nº 12/98.

### 2.8.3 Irregularidade do pavimento

A qualidade de um pavimento é normalmente associada a percepção desenvolvida pelo motorista ao se deslocar sobre um trecho considerado. A irregularidade que afeta a percepção do motorista está também associada às questões de segurança dos usuários e da condição dos pavimentos, pontes ou viadutos que recebem as cargas do tráfego.

Muitos fatores estão envolvidos nos efeitos de amplificação dinâmica. É possível mencionar, por exemplo, a frequência natural do veículo, a velocidade do veículo, o comprimento do vão da ponte, a frequência natural da ponte, a irregularidade da superfície do pavimento e as condições de entrada do veículo na ponte (PAULTRE et al., 1992; MC LEAN, MARSH 1998; DENG et al., 2015). As irregularidades do pavimento são a principal fonte de excitação de vibrações em pontes induzida pela passagem de veículos (DENG et al., 2015).

A medição do perfil longitudinal do pavimento aplicado sobre as pontes pode fornecer informações sobre a irregularidade através do Índice de Irregularidade Internacional (IRI). O IRI é uma metodologia padronizada e é produto do *The International Road Roughness Experiment* – IRRE, realizado por pesquisadores do Brasil, Inglaterra, França, Estados Unidos e Bélgica.

A importância do IRI pode ser identificada a partir dos usos comuns para os quais é utilizado, ou seja, permite visualizar a condição de rolamento de uma pista, fornecendo indícios da segurança no rolamento e da drenagem da superfície.

Além disso, o IRI auxilia na escolha das atividades de manutenção e restauração a serem empregadas para corrigir as irregularidades, permite a avaliação indireta em relação as condições de rodagem e aos custos operacionais dos usuários e permite reparos pontuais, solucionando defeitos isolados (BARELLA, 2008).

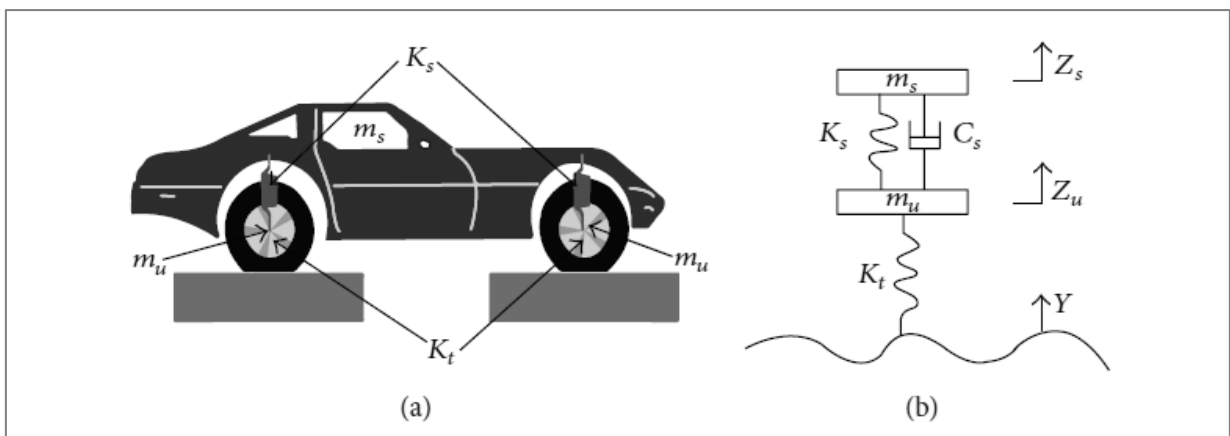
Conforme o DNIT (2011), a irregularidade longitudinal é o somatório dos desvios da superfície de um pavimento em relação a um plano de referência ideal de projeto geométrico, que afeta a dinâmica dos veículos, o efeito dinâmico das cargas, a qualidade ao rolamento e a drenagem superficial da via.

Entre as metodologias existentes para estimativa do IRI citam-se o perfilógrafo e o perfilômetro inercial a laser. O primeiro, também conhecido como régua móvel, registra graficamente os perfis longitudinais, trabalha a velocidades muito baixas e, portanto, apresentam baixa produtividade. Já o perfilômetro inercial a laser trata-se de um equipamento que possui um componente inercial (acelerômetro medidor da aceleração vertical), destinado à compensação dos movimentos verticais do veículo (BARELLA, 2008).

Contudo, o modelo mais utilizado para a avaliação do IRI é um sistema de suspensão de um veículo conhecido como modelo de um quarto de carro (do inglês *Quarter-car*), no qual apenas  $\frac{1}{4}$  do veículo é considerado. O modelo é bidimensional por considerar os movimentos na direção Z, constituído basicamente de uma única roda (DU et al., 2014).

Neste modelo, as massas com e sem amortecimento correspondem a  $\frac{1}{4}$  do veículo e são designadas por  $m_s$  e  $m_u$ , respectivamente. O sistema de suspensão é representado por uma mola linear de rigidez  $k_s$ , um amortecedor linear com um amortecimento  $c_s$ , o pneu por uma mola linear de rigidez  $k_t$  e  $Y$  representa os dados de entrada (Figura 14).

Figura 14: Modelo Quarter-car: a) Representação no veículo e b) Simplificação do modelo.



Fonte: DU et al. (2014).

Para uma velocidade de 80 km/h, o IRI pode ser calculado através da Equação 11 (DU et al., 2014):

$$\text{IRI} = \frac{1}{L} \int_0^L |Z_s - Z_u| \quad (\text{Equação 11})$$

Onde: L: distância do trecho considerado (m);

Zs: deslocamento encontrado pelo acelerômetro no interior do veículo (mm);

Zu: deslocamento encontrado pelo acelerômetro no exterior do veículo (mm).

O tipo de medida varia com a velocidade do veículo. No IRI, a velocidade padronizada é de 80 km/h. É profundamente relacionado com a opinião subjetiva sobre a irregularidade da estrada que pode ser obtida pelo público. Em resumo, o IRI é um número que representa a resposta do veículo influenciado pela qualidade da irregularidade do pavimento. Existem quatro classes genéricas para a medição direta do IRI, as quais afetam as exigências de calibração e a precisão associadas ao uso: Classe 1, Classe 2, Classe 3 e Classe 4 (SAYERS et al., 1986).

A Classe 1 engloba perfis de precisão, representando o maior padrão de precisão para as medições do IRI. A Classe 2 abrange os métodos perfilométricos que incluem todas as outras metodologias que não atingem a precisão necessária para a Classe 1.

A Classe 3 realiza a estimativa do IRI por meio de equações de correlação. A maioria dos dados de irregularidade dos pavimentos pertence a esta classe, conhecida também como RTRRMS (*Response-Type Road Roughness Measuring Systems*). As medições RTRRMS dependem da dinâmica do veículo, que são únicas para cada veículo, e que variam em relação ao tempo. A Classe 4 refere-se às avaliações subjetivas.

A Tabela 6 apresenta a relação entre a condição do pavimento e o IRI classificado.

Tabela 6: Relação entre a condição do pavimento e o IRI (m/km).

<b>Classificação</b>	<b>IRI</b>
Excelente	1,0 – 1,9
Bom	1,9 – 2,7
Regular	2,7 – 3,5
Ruim	3,5 – 4,6
Péssimo	> 4,60

Fonte: adaptada de DNIT (2006b).



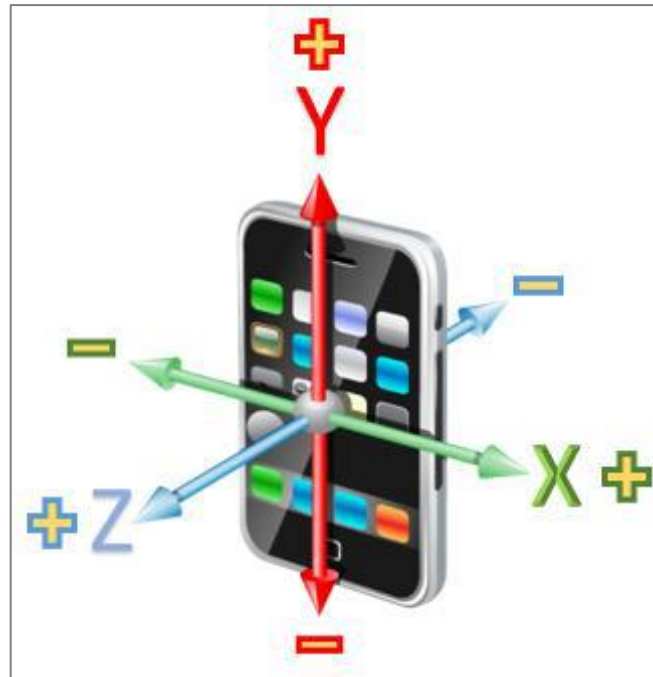
## 2.9 Aquisição de dados por meio de *smartphones*

Com um sensor de movimento (acelerômetro) pré-instalado, um *smartphone* pode ser fixado e, dessa forma, medir as vibrações de determinado local. Isso é possível devido à redução das dimensões dos acelerômetros e outros sensores, em razão do desenvolvimento dos MEMS - *Micro-Electro-Mechanical Systems* (Sistemas Micro-Eletro-Mecânicos). A utilização desses dispositivos acaba por fornecer uma nova e ampla gama de utilização aos usuários, devido à instalação de vários componentes eletrônicos comuns em smartphones: acelerômetros triaxiais, giroscópios triaxiais, sensores de pressão barométrica e magnetômetros triaxiais (DEL ROSARIO et al., 2015).

Por meio dos chips de acelerômetros, os *smartphones* passaram a ser aplicados em diversas áreas, revelando uma alternativa econômica, por exemplo, no monitoramento de estruturas. Nesse sentido, no âmbito da engenharia civil, Alavi e Buttlar (2019) trazem uma visão geral da utilização de *smartphones* para o monitoramento da infraestrutura civil. Os autores citam, por exemplo, que na área de transportes e pavimentos, a utilização de telefones móveis está cada vez ganhando maiores proporções, devido ao fato de equipamentos de análise de pavimentos possuírem um custo muito elevado. Dessa forma, o *smartphone* de hoje é uma ferramenta útil e econômica, fornecendo uma oportunidade de monitoramento frequente, abrangente e quantitativa de questões ligadas à infraestrutura.

No caso dos acelerômetros instalados em *smartphones*, as acelerações são medidas por um sistema de coordenadas definido em relação à tela do aparelho. Os eixos não são trocados quando a orientação da tela do dispositivo muda. O eixo X é horizontal e aponta para a direita, o eixo Y é vertical e aponta para cima e o eixo Z está direcionado para o exterior da face frontal da tela. Neste sistema, as coordenadas atrás da tela terão valores do eixo Z negativos, como mostra a Figura 15 (BISCONSINI, 2016).

Figura 15: Eixos para os acelerômetros em smartphones.



Fonte: Bisconsini (2016).

Cabe salientar que não basta ter um aplicativo e um *smartphone* que funcionem adequadamente, sendo imprescindível o cuidado na fixação do aparelho, pois o mesmo pode coletar os sinais das vibrações dele próprio se movendo devido à fixação inadequada.

Os sinais de aceleração estão sujeitos a ruídos, erros aleatórios originados pelo próprio acelerômetro ou outros dispositivos eletrônicos, que interferem no sinal de saída (SILVA et al., 2015), como a temperatura, o deslocamento dos eixos de aceleração e outros erros decorrentes da coleta dos dados. Quando utilizados instalados em veículos, por exemplo, os dados obtidos podem obter ruídos por movimentos ressonantes do ronco do motor, fixação imprópria, ruídos na troca de marchas, em freadas e curvas horizontais e verticais.

### 2.9.1 Uso de *smartphones* na obtenção do Índice de Irregularidade Internacional

Nos últimos anos, a aplicação de *smartphones* para a avaliação das condições de pavimentos em rodovias vem recebendo atenção de muitos pesquisadores. Douangphachanh & Oneyama (2014) posicionaram *smartphones* no interior do veículo em locais onde possivelmente um passageiro os acomodaria. Ainda, os autores sugerem a aplicação do filtro passa-alta (do inglês: *High Pass Filter*) com intuito de atenuar a amplitude das frequências

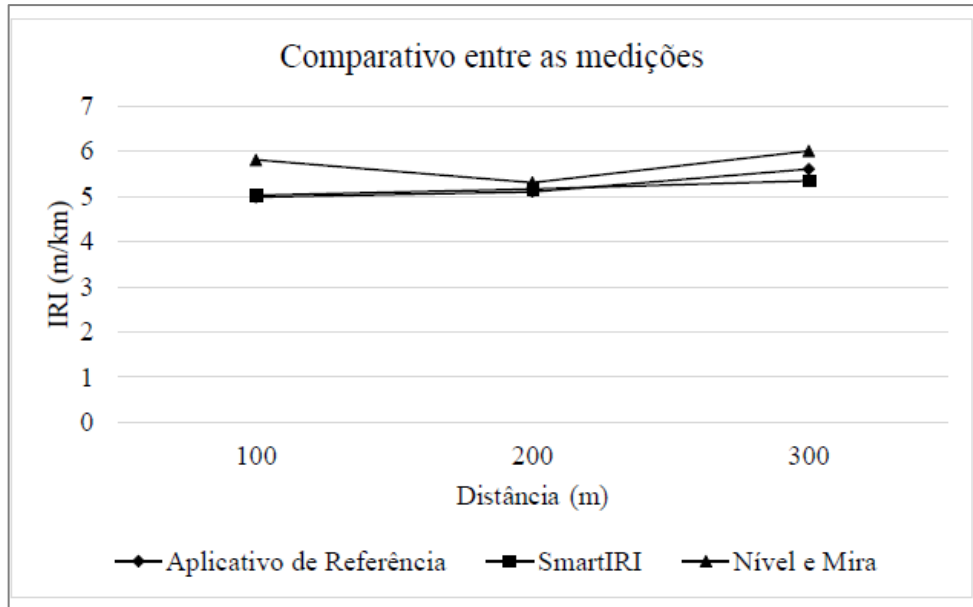
abaixo da frequência de corte adotada, estas desenvolvidas durante os procedimentos de manobra, desaceleração, entre outros.

Forslof (2013) desenvolveu o aplicativo, para Android, chamado *Roadroid*. A utilização se dá por meio da fixação do *smartphone* no para-brisas do veículo utilizando um suporte adequado. Após a calibração, o veículo percorre a via em estudo de forma a obter dados sobre a condição do pavimento.

No Brasil, Bisconsini et al. (2018) averiguaram a qualidade dos sinais de aceleração vertical de três diferentes *smartphones*, visando constatar a capacidade de resposta dos telefones móveis quando comparados com um acelerômetro piezoelétrico, este mais sofisticado e de maior custo em relação aos demais equipamentos. A metodologia consistiu na aplicação do algoritmo desenvolvido por Slifka (2004), que nada mais é que a realização de duas integrais necessárias ao cálculo dos deslocamentos. O algoritmo aplica filtros passa-alta anterior e posterior à realização destas integrais, procedimento necessário devido à simplicidade dos acelerômetros, podendo acarretar interferências, conhecidas como ruídos.

Almeida (2018) desenvolveu em seu estudo um aplicativo denominado SmartIRI, para a obtenção do IRI. A utilização se dá de forma semelhante aos demais aplicativos com a mesma função, sendo recomendada a fixação do *smartphone* no para-brisa do veículo. O sistema permite definir a localização do veículo e os respectivos valores de IRI ao longo do trecho, através do sensor do Sistema de Posicionamento Global (GPS - *Global Positioning System*). Os resultados obtidos após percorrer 165 km mostraram que os valores calculados de IRI apresentaram correlação satisfatória com dados fornecidos por outro aplicativo cuja proposta é a medição de irregularidade longitudinal por medições do perfilômetro a *laser*, por análise subjetiva por meio do Valor de Serventia Atual (VSA), e ainda pelo método de Nível e Mira, conforme a comparação exposta na Figura 16.

Figura 16: Comparativo entre as medições.



Fonte: Almeida (2018).

A classificação proposta pelo SmartIRI assemelha-se à proposta pelo HDM-4 (PIARC (2010) *apud* Almeida (2018)). Entretanto, o criador do aplicativo criou uma nova classe, denominada excelente, e assim transpondo as classes subsequentes para o limite posterior, fazendo com que a classe regular do HDM-4 fosse classificada como bom pelo aplicativo SmartIRI. A Tabela 7 mostra o comparativo entre as classificações.

Tabela 7: Classificação das condições de trafegabilidade proposta pelo SmartIRI.

Classificação	IRI (m/km)
Excelente	0 – 2
Boa	2 – 4
Regular	4 – 6
Ruim	> 6

Fonte: Almeida (2008).

Almeida et al. (2018) apresentam um estudo onde, através de um aplicativo específico, avaliaram a superfície de vias pavimentadas, cujos revestimentos eram em concreto asfáltico, tratamento superficial e concreto de cimento Portland. O aplicativo utilizado foi o *Roadroid*, para o sistema *Android*. As características consideradas estão associadas à textura e aos defeitos de superfície. Os autores concluíram que os *smartphones* apresentam resultados semelhantes aos dados fornecidos pelos órgãos rodoviários e que segmentos com alto coeficiente de variação apresentam quantidades significativas de defeitos, sobretudo remendos e buracos.

No mesmo contexto, Muliterno et al. (2019) avaliaram a irregularidade do pavimento sobre pontes brasileiras através de *smartphones*. A metodologia envolveu a aquisição de sinais por meio de dois aparelhos posicionados em locais distintos de um veículo de passeio: um fixado no interior do mesmo e outro, na suspensão, externamente. A taxa de aquisição utilizada foi de 100Hz, sendo realizadas medições em três pontes, cujo ensaio consistiu na travessia das mesmas com velocidade média de 40km/h.

Ainda, os autores utilizaram outra abordagem, o Método de Nível e Mira, para a calibração da medição do tipo resposta nas pontes. As conclusões revelaram uma boa convergência entre os métodos apresentados para obtenção de perfis de superfície de pavimentos sobre pontes, demonstrando bom indício do uso dos *smartphones* como método alternativo, caracterizado como simples e econômico, além de revelar boa produtividade.

### **2.9.2 Uso de *smartphones* na avaliação de obras de arte especiais**

Braido (2014) propôs uma forma de inspecionar obras de arte especiais com o auxílio de *smartphones* e dos componentes que o compreendem, como acelerômetros. Foi possível, através da análise experimental e numérica, averiguar a frequência natural de vibração de pontes e viadutos que compõem a superestrutura, agregando os resultados à inspeção visual e deixando a subjetividade de lado.

Wang et al. (2018) apresentam uma nova metodologia quanto à utilização de *smartphones* para ensaios estruturais. Estes equipamentos abrigam vários sensores de bordo e uma câmera, podem ser aproveitados para monitoramento de integridade estrutural. Neste estudo, uma câmera do *iPhone* acoplada a um aplicativo *iOS* personalizado, o *D-Viewer*, é empregado para monitoramento de deslocamento estrutural em 3D. Com base na técnica de correlação de imagem digital, a câmera é usada para rastrear um alvo circular, e o aplicativo determina seus deslocamentos de direção no plano, fora do plano e arbitrário dentro do campo de visão. Uma série de experimentos estáticos e dinâmicos é conduzida para validar a técnica proposta. Os autores concluem que no monitoramento de trincas, de deslocamentos de pontes e na medição de força de cabos de pontes, os resultados monitorados pelo *smartphone* são muito bons. Em resumo, o método pode monitorar o deslocamento de variação de forma completa e precisa. O uso de *smartphones* para monitorar tem as vantagens de alta precisão, conveniência, baixo custo e eficácia, além de possibilitar que todos participem do monitoramento, fornecendo uma nova ideia para a coleta de dados em grandes cidades.

## **2.10 Relação entre a irregularidade do pavimento e o fator de amplificação dinâmica**

Em relação às obras de arte, Deng et al. (2015) comentam que a irregularidade da superfície é o principal parâmetro que afeta o fator de impacto – o qual multiplica as cargas estáticas para que os efeitos dinâmicos sejam considerados na análise estrutural destes elementos. Assim, manutenções regulares de superfície fornecem uma maneira efetiva de redução do fator de impacto das pontes existentes. Segundo Park et al. (2005), existe uma relação linear entre o IRI e o fator de impacto, ou seja, ao aumentar o valor do IRI ocorre um aumento também no fator de impacto.

Park et al. (2005) apresentam um estudo relacionando a irregularidade do pavimento, através do IRI, com o fator de amplificação dinâmica, por meio de ensaios experimentais sob condições controladas de tráfego. Ao todo, foram obtidos os resultados da resposta dinâmica para 25 pontes das rodovias coreanas, sendo que o fator de impacto foi obtido através dos deslocamentos medidos nos ensaios estáticos e dinâmicos.

Os ensaios dinâmicos contaram com a passagem do veículo de carga (caminhão de 3 eixos) trafegando em velocidades que variavam entre 5 e 70 km/h. Depois de obter os coeficientes de rugosidade pelo método da transformada rápida de Fourier (FFT) e a avaliação do IRI, as relações estatísticas entre a frequência natural e o IRI e entre o IRI e o fator de impacto são avaliados pelas análises de regressão linear e correlação. A Tabela 8 apresenta os resultados obtidos por Park et al. (2005).

Tabela 8: Resultados experimentais obtidos por Park et al. (2005).

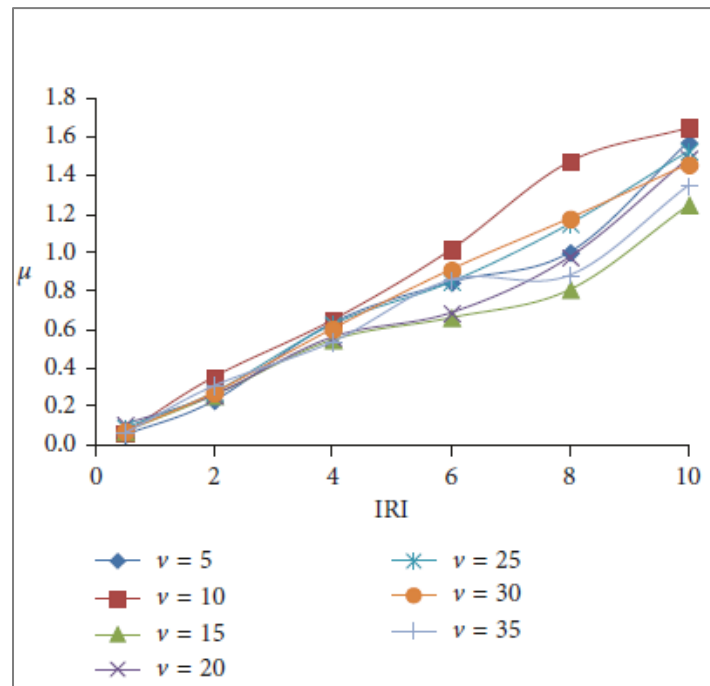
<b>Ponte</b>	<b>IRI (mm/m)</b>	<b>Fator de Impacto (%)</b>	<b>Frequência Natural (Hz)</b>
<b>1</b>	4,54	22,96	9,55
<b>2</b>	1,47	10,37	10,89
<b>3</b>	3,82	11,82	9,4
<b>4</b>	3,68	23,31	7,59
<b>5</b>	2,63	14,87	11,94
<b>6</b>	3,14	11,44	3,80
<b>7</b>	6,14	21,56	4,15
<b>8</b>	1,88	12,15	6,57
<b>9</b>	4,27	15,93	3,63
<b>10</b>	2,27	23,09	4,71
<b>11</b>	5,21	20,71	3,70
<b>12</b>	2,28	13,49	5,35
<b>13</b>	1,29	12,89	4,47
<b>14</b>	4,53	14,53	3,40
<b>15</b>	2,07	14,87	4,18
<b>16</b>	4,67	17,20	4,28
<b>17</b>	2,41	8,66	3,95
<b>18</b>	2,16	2,03	2,75
<b>19</b>	1,84	11,59	3,50
<b>20</b>	2,05	7,63	2,00
<b>21</b>	8,57	20,6	3,3
<b>22</b>	3,26	15,47	6,14
<b>23</b>	2,13	10,54	5,55
<b>24</b>	1,82	17,06	7,40
<b>25</b>	7,29	22,77	6,59

Fonte: Park et al. (2005).

Conforme os resultados da Tabela 8, pode-se observar que as condições do pavimento influenciam a resposta dinâmica da ponte. Nota-se que quanto maior o IRI, ou seja, quanto pior a condição do pavimento sobre a ponte, maior o fator de amplificação dinâmica obtido. Contudo, cabe destacar que existem outros fatores que podem ser analisados quanto à influência no resultado, já que nem sempre o maior fator de impacto correspondeu ao pior pavimento.

Han et al. (2018) em sua pesquisa, através de modelagem numérica, buscaram obter a relação entre o IRI, a velocidade do veículo e o fator de impacto em uma ponte simplesmente apoiada com vão de 20 metros. Os resultados estão expostos na Figura 17.

Figura 17: Resultados relacionando IRI e DAF.



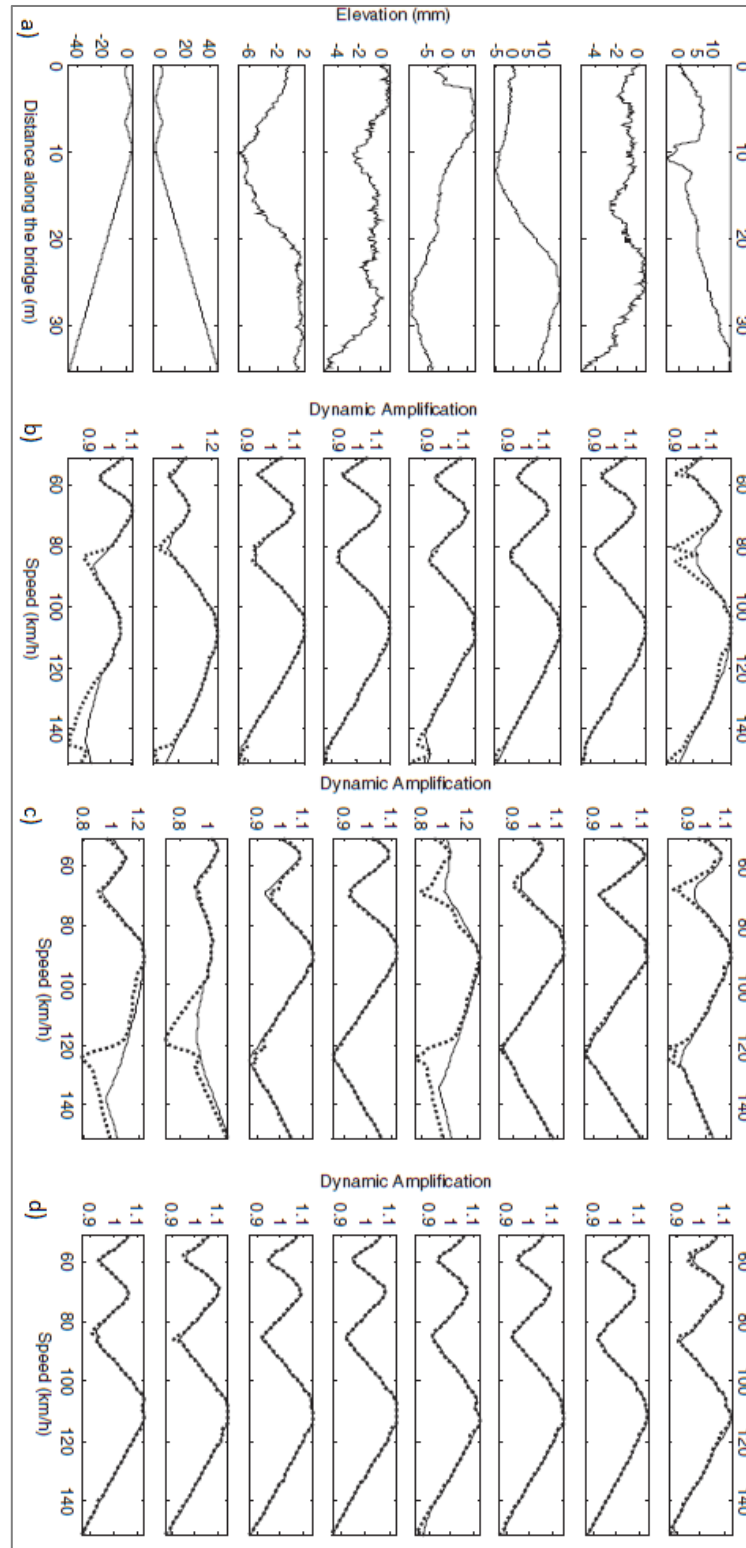
Fonte: Han et al. (2018).

Conforme observado, a irregularidade do pavimento afeta muito a resposta dinâmica da ponte, representada pelo fator de amplificação. Ou seja, quanto maior o IRI, maior a amplificação dinâmica. No que diz respeito à velocidade, quando em bons pavimentos, a mesma não afeta significativamente a amplificação dinâmica na ponte. Quando em velocidade de 36 km/h, a amplificação tende a ser maior, sendo reduzida ao transitar na velocidade de 54 km/h e voltando a aumentar quando na velocidade em torno de 80 km/h.

Li et al. (2005), através de análises numéricas, apresentam resultados relacionando o fator de amplificação dinâmica, velocidade do veículo e diferentes irregularidades do pavimento para pontes com 15, 25 e 35 metros de vão. Afirmam que todos os perfis gerados foram considerados como “bons”, entretanto os primeiros seis (do topo para baixo, na Figura 18) foram salientados pelos autores como perfis típicos encontrados em rodovias em bom estado, enquanto os dois últimos foram gerados buscando obter valores extremos do fator de amplificação dinâmica.



Figura 18: Resultados relacionando IRI e DAF e velocidade.



- Sendo: a) os oito tipos diferentes de perfis gerados, como diferentes rugosidades;  
 b) resposta do DAF para diferentes velocidades e em cada perfil, para ponte com vão de 25 m;  
 c) resposta do DAF para diferentes velocidades e em cada perfil, para ponte com vão de 15 m e;  
 d) resposta do DAF para diferentes velocidades e em cada perfil, para ponte com vão de 35 m.

Fonte: Li et al. (2005).

Pelos resultados apresentados é possível observar que a condição do pavimento afeta diretamente o fator de amplificação dinâmica. Observa-se que o mesmo se aplica às mudanças de velocidade, sendo que existe uma tendência de maiores valores de amplificação em maiores velocidades, sendo o ponto máximo de amplificação entre 60 e 80 km/h.

## **2.11 Transformada Rápida de Fourier (FFT)**

A Transformada rápida de Fourier (FFT) utiliza algoritmos para fazer o mesmo processo que a Transformada Discreta de Fourier (DFT), mas em menor tempo, ou seja, realiza a transformação de dados em domínio de tempo para domínio da frequência.

Apresentado por Cooley e Tukey, em 1965, o algoritmo foi responsável por aumentar o interesse pelo processamento de sinais digitais iniciado na década de 70. Embora existam outros algoritmos, a Transformada rápida de Fourier (FFT) destaca-se, adotando como comprimento um número igual a  $N=2^n$ . Algoritmos desta família possuem alta eficiência e baixa complexidade (DUHAMEL e VETTERLI, 1990).

Ao utilizar as séries de Fourier e fazer a transformação para domínio de frequência, imediatamente aparecem os valores de frequência em que a estrutura tende a vibrar. As curvas são utilizadas em escalas de decibéis (dB), de onde destacam-se picos que indicam as frequências naturais da estrutura e definem a existência de modos de vibração (SAHIN e BAYRAKTAR, 2014; MENDES e OLIVEIRA, 2008).

## **2.12 Trabalhos relacionados**

O primeiro estudo analítico de cargas móveis pode ser encontrado em Willis (1847), onde o autor investigou o caso com um ponto de massa em movimento, com velocidade constante, em uma superfície simplesmente apoiada. Em estudos posteriores, o veículo foi assumido como uma única força constante movendo-se através de um feixe também simplesmente apoiado (Kriloff 1905) e uma solução analítica para a resposta dinâmica do feixe foi derivada (apud DENG et al., 2015).

Inglis (1934) usou um modelo de veículo mais realista, ou seja, uma massa suspensa com amortecimento, para estudar o veículo induzido vibração em pontes ferroviárias. Atualmente, com os avanços nas tecnologias e o surgimento de programas que utilizam o Método dos Elementos Finitos (MEF), onde é possível representar a ponte e veículo de maneira

tridimensional (3D), modelos detalhados foram incorporados em estudos relevantes e numéricos, sendo amplamente utilizados para validar os resultados obtidos em ensaios de campo (apud DENG et al., 2015).

Paultre et al. (1992) apresentam uma extensa revisão dos estudos iniciais realizados sobre dinâmica de pontes e avaliação do fator de amplificação dinâmica. McLean e Marsh (1998) fornecem uma síntese que resume a importância do conhecimento e descobertas em relação à carga dinâmica veicular efeitos sobre pontes rodoviárias.

Recentemente, o desenvolvimento da teoria e a evolução da tecnologia permitiram a aplicação de modelos mais autênticos em estudos analíticos, que melhoraram significativamente a precisão para o cálculo de respostas dinâmicas de pontes. Ao mesmo tempo, houve uma tendência crescente na aplicação de abordagens estatísticas e probabilísticas visando estudar as respostas instantâneas das estruturas submetidas aos carregamentos dinâmicos (DENG et al., 2015).

Wright e Green (1963) (apud DENG et al., 2015) relataram as descobertas de uma série de testes dinâmicos realizada em 52 pontes rodoviárias em Ontário de 1956 a 1957. A amplificação dinâmica máxima obtida foi de 0,75, enquanto a maioria dos valores de projeto estava em torno 0,30. Eles também descobriram que as frequências fundamentais das pontes variavam de 2 Hz a 5 Hz, concluindo, inclusive, que os resultados foram significativamente influenciados pelas condições de irregularidade da estrada. De 1969 a 1971, uma segunda série de testes de campo em 11 pontes em Ontario foi realizada pelo OMTC (Campbell et al. 1971; Csagoly et al. 1972, apud DENG et al., 2015). Verificou-se que as amplificações máximas estavam entre 0,3 e 0,85, obtidas em pontes com frequência de 2 Hz a 5 Hz.

Para calcular o fator de impacto, a resposta dinâmica máxima é geralmente obtida tomando o valor máximo do valor medido ou previsto para a resposta dinâmica, bem como a derivação da resposta estática pode ser obtida a partir dos seguintes métodos (PAULTRE et al. 1992):

- 1) Realização de um ensaio quase estático em que os veículos percorrem a ponte com uma velocidade muito baixa;
- 2) Filtrando a resposta dinâmica medida com um filtro chamado “passa baixa”, buscando eliminar os componentes dinâmicos do sinal e;
- 3) Usando o Método dos Elementos Finitos (MEF) para calcular a resposta estática quando o peso do veículo e a posição de carga são conhecidos.

Testes de campo provaram ser a abordagem mais confiável para investigar a dinâmica de ponte expostas às cargas veiculares. Da década de 1950 até a década de 1980, muitos testes

de campo foram realizados em diversos países, servindo como base para os códigos normativos de projeto. Todavia, avanços feitos na área computacional, a citar o Método dos Elementos Finitos (MEF), os testes de campo foram gradualmente substituídos por simulações numéricas (DENG et al., 2015).

Na América do Norte, foram realizados testes de campo entre os anos 1950 e 1980 com o objetivo de subsidiar o desenvolvimento do código AASHTO e normas de Ontário. Em 1958, a *American Association of State Highway and Transportation Officials* conduziu testes de campo em 18 pontes com uma extensão uniforme de 15 metros. Como resultados, uma amplificação dinâmica máxima de 0,63 para deslocamentos foi observada, enquanto apenas 5% dos valores medidos ultrapassou 0,40 (DENG et al., 2015).

Leonard (1974) e Page (1976) relatam uma série de testes de campo em 30 pontes conduzidas na Inglaterra. Eles observaram que os fatores de impacto mensurados variaram de 0,09 a 0,75. Também nos anos 80, Billing (1984) e Billing e Green (1984) realizaram uma terceira série de testes dinâmicos em Ontário. Cantieni (1984) apresenta testes de carga dinâmica realizados em 226 pontes rodoviárias de vigas e lajes de 1958 a 1981. A maioria das estruturas testadas eram de concreto. Os resultados mostraram que o valor do impacto pode chegar a 0,7 para pontes com uma frequência fundamental de 2 Hz a 4 Hz.

Green et al. (1995) estudaram os efeitos da suspensão no comportamento dinâmico de pontes rodoviárias, considerando os três fatores mais mencionados na literatura como causas principais da vibração em pontes, são eles:

- 1) A velocidade do veículo;
- 2) A relação de frequências entre a ponte e o veículo e;
- 3) As irregularidades na superfície de rolamento da ponte, que excitam o veículo, gerando grandes amplificações nas cargas dinâmicas sobre a ponte.

Os autores concluem que a maioria dos veículos pesados aplica cargas dinâmicas com frequências no intervalo entre 1,5 a 4,5 Hz, e as frequências fundamentais de vibração por flexão vertical global das pontes variam de 1 até 15 Hz. Os estudos realizados por Green et al. (1995) incluíram análises experimentais que levaram à conclusão de que veículos com sistemas de amortecimento a ar são mais eficientes do que os que possuem sistemas de amortecimento convencionais.

Silva (1996) utilizou modelos refinados e considerou a velocidade do veículo, bem como as irregularidades no pavimento. Como conclusões, o autor observou efeitos importantes no coeficiente de impacto, sendo que o mesmo apresentou variações entre 2,0 e 4,0, ressaltando que os pavimentos sobre as pontes devem passar por constantes manutenções que garantam

condições de rolamento suaves, ou seja, sem irregularidades com amplitudes maiores que 1.6 cm, e em concomitância, aplicar para o dimensionamento dos elementos dos tabuleiros e dos aparelhos de apoio um coeficiente de impacto de 1,6, contrariando o máximo de 1,4 determinado pelas normas.

Battista e Pfeil (2000) ressaltam a importância das irregularidades da pista, bem como a influência do sistema de suspensão e do amortecimento dos veículos, verificando, por meio de modelos teóricos calibrados e medições experimentais, a influência local da interação entre pneu do veículo-pavimento-estrutura dos tabuleiros das pontes. Como conclusão, ressalta-se a necessidade da completa conjugação entre ensaios de campo e a modelagem numérica, para obter resultados confiáveis.

Chowdhury e Ray (2003) descrevem o procedimento de teste de carga usando a resposta de acelerômetro e compara os resultados com os obtidos usando *strain gage*. Foram utilizadas duas pontes para os testes, sendo que os ensaios consistiram na passagem de quatro diferentes veículos com diferentes velocidades. Cabe ressaltar que foi realizado o controle de tráfego para os ensaios, visando maior rapidez de teste e menor impacto no cotidiano local. A velocidade de aproximadamente 8 km/h foi considerada para a resposta quase estática, enquanto as respostas dinâmicas foram obtidas variando as velocidades entre 24 e 97 km/h. Os resultados indicam que os acelerômetros se mostram mais eficientes para a avaliação estrutural, especificamente da amplificação dinâmica em pontes.

Ao abordar apenas a modelagem numérica, Broquet et al. (2004), tratam do efeito dinâmico das ações de tráfego nas lajes das pontes rodoviárias de concreto, através do Método dos Elementos Finitos (MEF). No estudo, todos os parâmetros importantes que influenciam a interação ponte-veículo são estudados com uma abordagem sistemática. Os resultados sugerem que a velocidade é menos importante do que a massa do veículo. Ao mesmo tempo, a rugosidade da estrada é o parâmetro que mais afeta o comportamento dinâmico da estrutura. O tipo da seção transversal da ponte parece não ter influência significativa no comportamento da laje. O fator de amplificação dinâmica variou entre 1,0 e 1,55 para as pontes e veículos estudados, entretanto, salienta-se a necessidade da validação dos resultados.

Várias pesquisas examinaram o efeito da velocidade do veículo sobre a amplificação dinâmica em pontes rodoviárias, por meio tanto de testes experimentais quanto de modelos numéricos complexos. Embora esses testes e modelos forneçam informações quantitativas valiosas sobre a amplificação dinâmica, eles dão pouca noção de como a amplificação é afetada pelos parâmetros individuais do veículo e da ponte. Brady et al. (2006) utilizou modelos numéricos relativamente simples para investigar o efeito da velocidade do veículo na

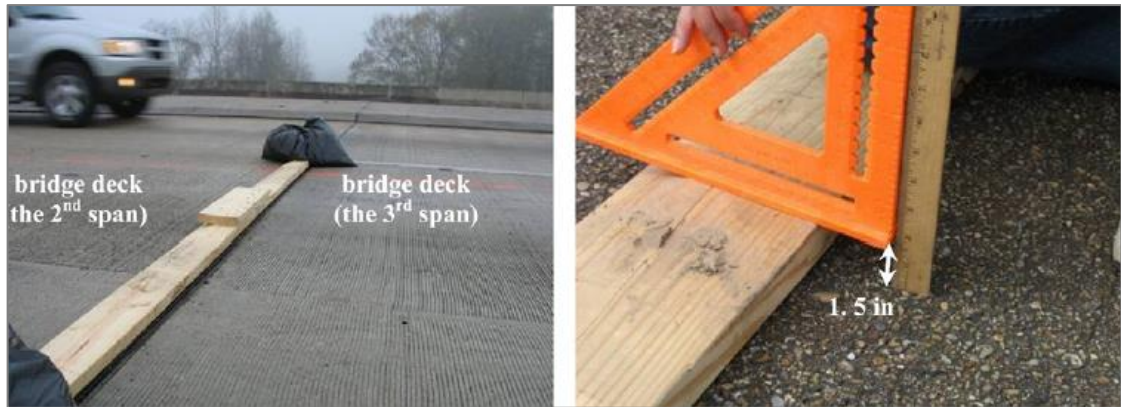
amplificação dinâmica de uma ponte. Um único veículo atravessando uma ponte simplesmente apoiada foi modelado como uma força pontual constante. Um conjunto de velocidades críticas foi determinado e associado aos picos de amplificação para todos os feixes. Um modelo de elementos finitos, validado com testes de campo, é usado para testar a aplicabilidade das conclusões obtidas a partir dos modelos simples para um sistema realista.

Vaccaro et al. (2006) apresentaram um algoritmo para estimar a deflexão de pontes, ou seja, o deslocamento vertical, através da aceleração. O sinal de aceleração foi duas vezes integrado analiticamente para obter o deslocamento. O desempenho do algoritmo é demonstrado usando dados medidos retirados de um acelerômetro montado em uma ponte. A configuração experimental utilizou um laser para medir o deslocamento real da ponte e comparar os resultados. Os testes foram realizados utilizando dois caminhões de 5 eixos de 338 kN com pesos de eixos e configurações conhecidas, sendo variadas as velocidades em 8, 32 e 56 km/h. A frequência de amostragem para todos testes foi de 500 Hz.

Cai et al. (2007) expõem uma análise numérica e experimental a respeito das condições de entrada em pontes, comparando os fatores de amplificação dinâmica obtidos entre diferentes ensaios. Inicialmente foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional considerando a interação entre o veículo e a ponte, sendo este validado a partir de ensaios quase estáticos (velocidade de 8 km/h) e ensaios dinâmicos, com a utilização de um veículo de carga. A ponte ensaiada localiza-se nos Estados Unidos, possuindo três vãos com 16,76 metros cada. Os instrumentos para medição das respostas foram instalados no terceiro vão, sendo utilizados *strain gauges* e acelerômetros.

As condições de entrada foram simuladas através da utilização de um pedaço de madeira, com dimensão de 3,8 centímetros de espessura. Esse sobressalto tem maior influência em pontes com vãos menores, tendo em vista que em vãos longos há maior tempo para dissipar a perturbação inicial da resposta dinâmica da estrutura. Os resultados teóricos e experimentais mostram uma convergência satisfatória, sendo possível afirmar que as condições de entrada na ponte afetam os resultados principalmente para obras com vãos menores, variando a resposta dinâmica da estrutura quão maior for o desnível na entrada da obra de arte. A Figura 19 ilustra a realização do ensaio dinâmico.

Figura 19: Ensaio dinâmico utilizando relevo em madeira para simular a condição de falha.



Fonte: Cai et al (2007).

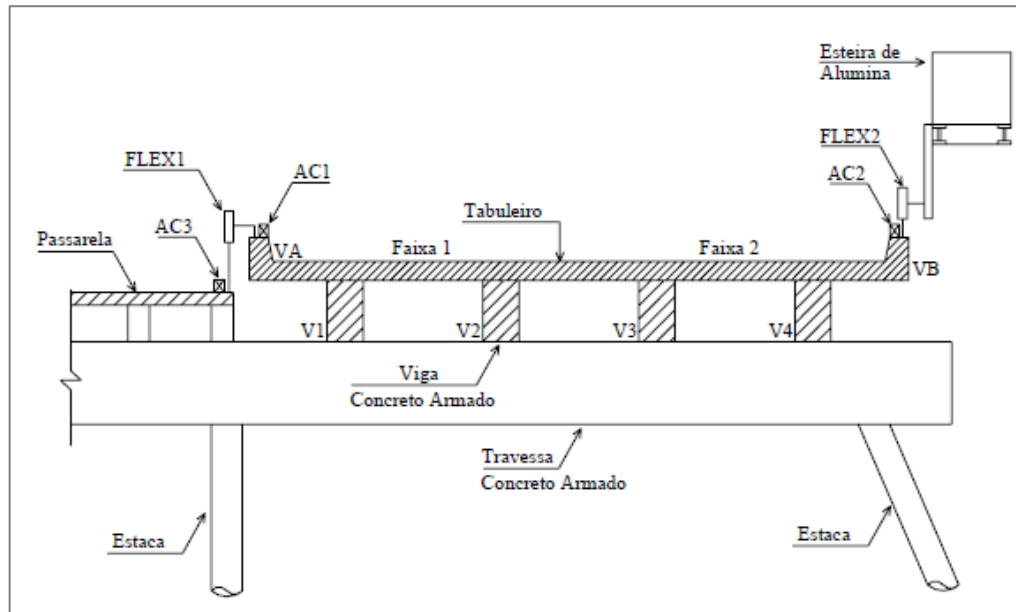
Melo (2007) desenvolveu e implementou um modelo analítico-numérico simplificado para representar a interação veículo-pavimento-estrutura. Na modelagem, a ponte é simulada por modelo unifilar, ou seja, por elementos de barra ao longo do eixo da obra, com propriedades de rigidez à flexão e à torção. Ao mesmo tempo, o veículo de 3 eixos é representado por um sistema plano de 5 graus de liberdade. O perfil longitudinal do pavimento foi obtido por meio da geração aleatória a partir de uma função de densidade espectral de irregularidades de pavimentos.

O autor apresenta a comparação entre os resultados numéricos e experimentais, comprovando a validade do modelo numérico, utilizando como base o trabalho de Battista (1993), onde a ponte de acesso ao Píer de Minério do Porto de Sepetiba, localizada no Rio de Janeiro, teve seu comportamento dinâmico avaliado experimentalmente.

Para o referido, os ensaios experimentais foram executados utilizando caminhões trafegando sobre a ponte ao longo das duas faixas de tráfego e também para passagem dos caminhões sobre uma ripa de madeira posicionada sobre a pista para simular impactos causados pela passagem das rodas sobre algum material sólido que possa encontrar-se na pista, em situações de utilização.

A comparação é feita em termos de resposta dos deslocamentos da estrutura sob ação do peso de veículos (ensaios estáticos) e da passagem de veículos (ensaios dinâmicos). Na medição das flechas estáticas, no meio do vão, foram utilizados transdutores de deslocamento instalados nos guarda-rodas do tabuleiro. Os mesmos transdutores também foram usados para medir os deslocamentos provocados pelo tráfego dos caminhões. Como as referências de medida não eram fixas à terra, foram utilizados microacelerômetros para estimar as correções necessárias, com a localização conforme mostra a Figura 20.

Figura 20: Localização dos equipamentos.



Fonte: Melo (2007).

Quanto ao Fator de Amplificação Dinâmica (FAD), Melo (2007) apresentou algumas conclusões com base na resposta em deslocamentos obtidos nas suas simulações. A avaliação engloba as faixas de variação do FAD para pontes de vãos curtos no Brasil sob ação da passagem do veículo de 3 eixos (o mais frequente) com diferentes velocidades (entre 20 e 100 km/h) e pesos (100 a 420 kN).

Entre as principais conclusões do estudo, no que diz respeito ao fator de amplificação dinâmica, o estudo conclui que o FAD depende de fatores que envolvem as características dinâmicas tanto da estrutura quanto do veículo, além das condições da irregularidade do pavimento. Ao mesmo tempo, a razão de frequências do veículo e da estrutura revelou-se como um importante parâmetro (os valores aumentaram à medida que a razão de frequências se aproxima de 1, para a estrutura com vão de 30 m e veículo mais leve). Em geral, os maiores valores de FAD para uma mesma estrutura foram obtidos com a passagem dos veículos mais leves, já que estes são mais facilmente excitáveis, sendo que a qualidade do pavimento tem influência na resposta dinâmica das estruturas, mas a introdução de ressalto na cabeceira da obra, simulando descontinuidades devidas a recalques da laje, acarretou maiores diferenças no comportamento dinâmico, levando a valores bastante elevados do FAD (em torno de 4,0) para os veículos mais leves.

Da mesma forma, Santos (2007) utilizou os resultados da avaliação experimental do comportamento dinâmico da ponte de acesso ao píer do Porto de Sepetiba apresentados por Battista (1993), visando uma correlação com os resultados teóricos da modelagem numérico-



computacional da interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura. Como diferencial, o autor desenvolveu uma ferramenta computacional (*CONTROLMADS*) para modelagem matemático-numérica tridimensional do problema de interação dinâmica entre os veículos, o pavimento rugoso e a estrutura de uma ponte. São utilizados modelos 3D dos veículos com 2 e 3 eixos, mais frequentes nas estradas brasileiras. O programa conta ainda com dois sistemas de controle dinâmico para redução das vibrações induzidas pelo tráfego de veículos, resultando em uma ferramenta de auxílio para os engenheiros na concepção e/ou verificação de pontes rodoviárias.

Amorim (2007) desenvolve uma análise dinâmica sobre pontes rodoviárias de concreto armado devido à travessia de comboios de veículos, tipo TB-12 e TB-45, propostos pela NBR 7188 (ABNT, 1984), sobre o pavimento irregular dessas obras de arte. O estudo foi realizado segundo metodologia de análise no domínio do tempo de acordo com um modelo estatístico. O modelo matemático é simulado o conjunto dos veículos e do tabuleiro, denominado de sistema veículo-ponte, levando em conta a participação das massas e rigidez dos veículos na definição das frequências do conjunto e, conseqüentemente, na força de interação entre os veículos e a ponte. O autor simulou o tabuleiro das obras de arte por uma viga modelada com base em elementos finitos de barras, massas concentradas nos nós e flexibilidade distribuída. A irregularidade do pavimento foi definida por um modelo matemático não-determinístico, com base na densidade espectral do perfil do pavimento, a qual foi obtida experimentalmente. O carregamento sobre a superestrutura das pontes é constituído por uma sucessão de veículos idênticos, igualmente espaçados e deslocando-se com velocidade constante sobre o tabuleiro.

Os resultados de Amorim (2007) revelam que os valores dos fatores de amplificação dinâmicos máximos relativos aos deslocamentos e esforços são muito elevados, na razão direta do decréscimo de qualidade do pavimento, devido às ações dinâmicas provenientes da interação dos pneus com as irregularidades da pista. Verificou-se que as ações mais severas transmitidas à superestrutura das pontes são ocasionadas pela ocorrência de irregularidades superficiais ao longo da pista de rolamento, relacionadas a pavimentos de qualidade inferior, chegando a mais de dezessete vezes os valores admitidos em projeto (valores de deslocamentos e esforços). Tal situação é bastante relevante e ressalta a necessidade de revisões das normas brasileiras.

A irregularidade do pavimento é o principal fator que causa amplificação dinâmica em pontes (LUDESCHER E BRÜHWILER, 2009). Os autores ainda confirmam o fato de que os fatores de amplificação dinâmica são maiores para velocidades mais altas de testes com veículos.

Almeida et al. (2010) investigaram, por meio de ensaios experimentais, aspectos importantes de pontes brasileiras. A pesquisa concluiu que os coeficientes dinâmicos obtidos

eram superiores aos valores especificados pela NBR 7187 (ABNT, 2003) para projetos de pontes, revelando a importância da correlação de outras variáveis, como por exemplo, a velocidade do veículo e a frequência natural, diferente de apenas o vão da ponte, conforme recomendado pela norma vigente na época. Ao associar este fato a um aumento do tráfego nas rodovias brasileiras, bem como o sobrepeso dos veículos que por ela trafegam, o projeto insuficiente pode reduzir de forma significativa a durabilidade das pontes no Brasil.

O estudo considerou dados do monitoramento do tráfego real das rodovias brasileiras, simultaneamente com dados levantados nas pontes investigadas, realizando simulações para verificação da confiabilidade estrutural à fadiga e do dano existente nas pontes. Na primeira etapa da pesquisa, foi realizada uma sistematização dos principais resultados medidos em ensaios dinâmicos nas pontes existentes, relacionando suas frequências naturais a parâmetros geométricos, como por exemplo, o vão da ponte. Observou-se inclusive a alteração das características de resistência e rigidez dos elementos de concreto em pontes de idade elevada, ou seja, superior a 40 anos (ALMEIDA et al., 2010).

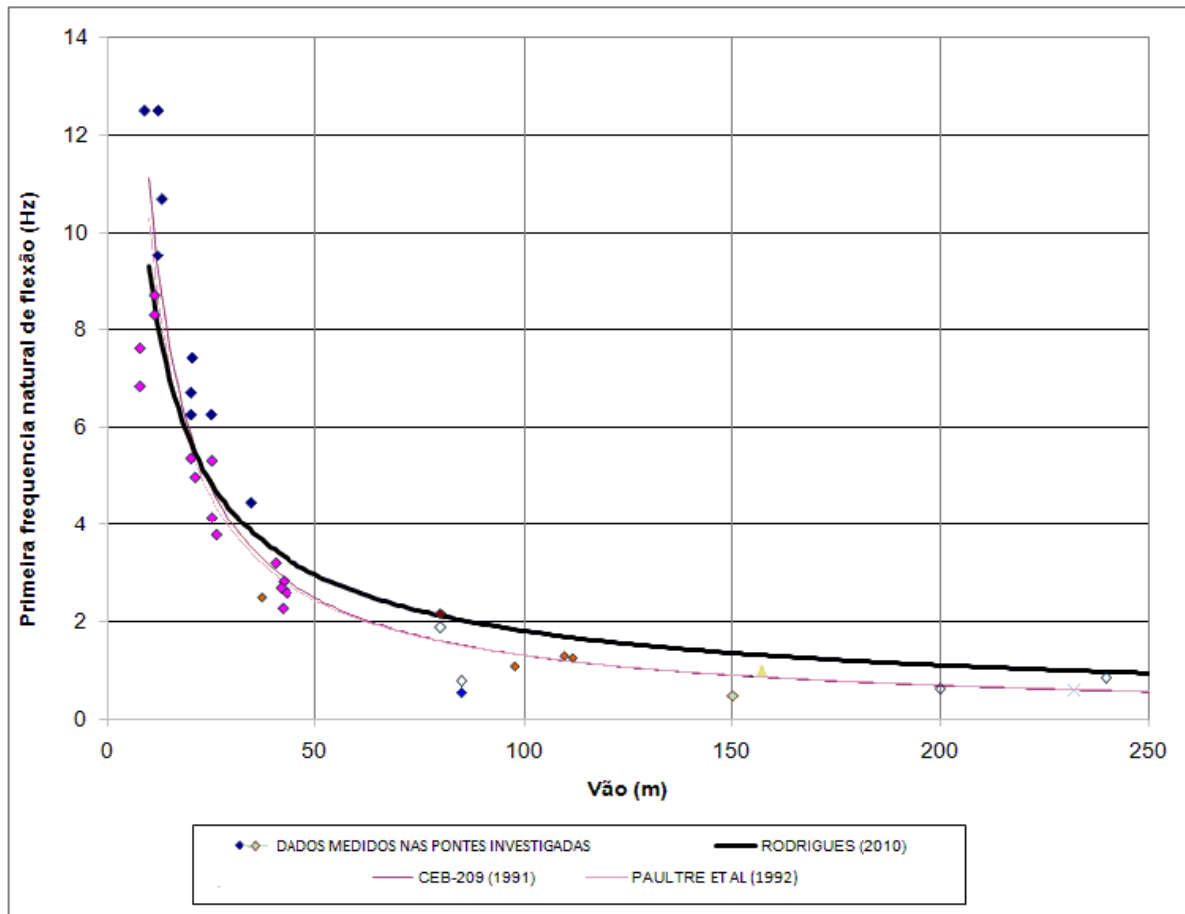
Para os ensaios dinâmicos, os eixos de um veículo com peso aproximado de 450 kN foram instrumentados com extensômetros elétricos de resistência, tornando-se possível as medidas em tempo real das cargas aplicadas pelo veículo na estrutura da ponte. Esse método permitiu a identificação das frequências naturais, modos de vibração e amortecimentos modais. Almeida et al. (2010) ainda se referem ao código CEB-209 (1991), o qual afirma que as frequências naturais das pontes estão diretamente relacionadas com o vão dessas estruturas. Logo para as pontes identificadas no estudo, foi obtido um gráfico entre a frequência natural e o vão principal da ponte. A partir da análise do gráfico, apresentou-se uma curva de regressão aplicada às pontes brasileiras investigadas, expressa pela Equação 12:

$$f_{b,1} = 47,946 * L^{-0,7121} \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:  $f_{b,1}$  é a primeira frequência natural de flexão da ponte (Hz);  
L é o comprimento do vão principal (metros).

A Figura 21 apresenta a comparação das curvas obtidas nos estudos de Paultre et al. (1992), código CEB-209 (1991), Rodrigues et al. (2010) e Almeida et al. (2010).

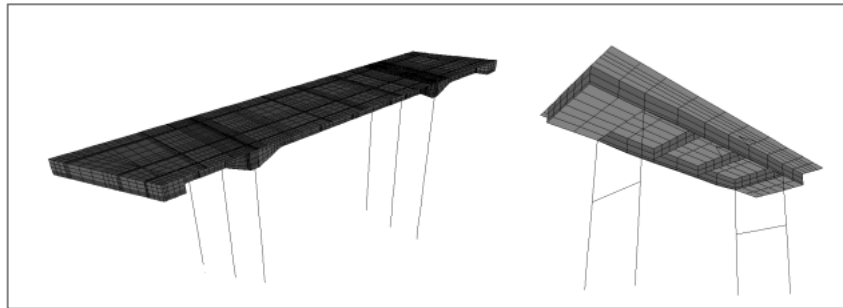
Figura 21: Relação entre maior vão da ponte e primeira frequência natural de flexão identificada na estrutura.



Fonte: Almeida et al. (2010).

Para cada ponte investigada, Almeida et al. (2010) desenvolveu um modelo numérico tridimensional da estrutura no programa SAP2000, utilizando-se elementos de cascas para representar a superestrutura e elementos de barra para representar a infraestrutura da ponte. A reanálise dos modelos numéricos foi realizada em duas fases: inicialmente ajustando as frequências e modos naturais de vibração determinados no modelo numérico aos valores medidos nos ensaios dinâmicos e posteriormente ajustando as deformações teóricas nas armaduras das pontes para a passagem estática do veículo de prova aos valores medidos nos ensaios quase-estáticos. A Figura 22 demonstra os modelos numéricos via método dos elementos finitos.

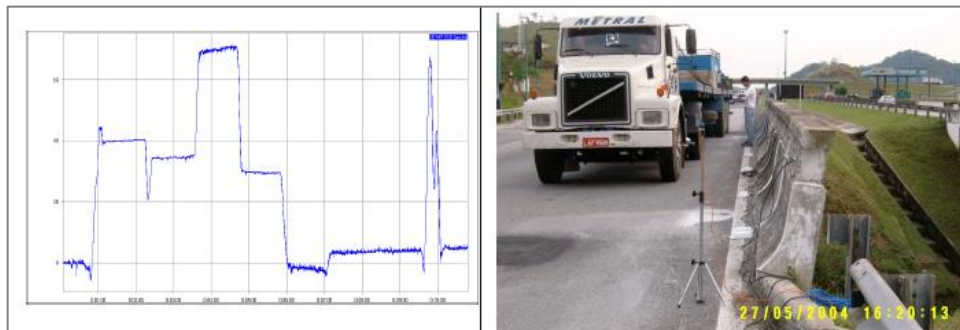
Figura 22: Exemplo dos modelos numéricos desenvolvidos para a Ponte Rio Inhomirim e a Ponte Rio Iriri.



Fonte: Almeida et al. (2010).

Os ensaios quase-estáticos foram feitos através da avaliação da deformação específica na armadura de aço no meio do vão principal da estrutura, para cada parada do veículo de prova de 450 kN, adotando o terceiro eixo (mais pesado) como referência. A Figura 23 apresenta um exemplo de série temporal de deformações específicas na armadura, bem como a elaboração do ensaio.

Figura 23: Execução do ensaio quase-estático na Ponte Rio Escuro.



Fonte: Almeida et al. (2010).

Os impactos causados pela ação de veículos em pontes foram medidos a partir da instrumentação instalada na suspensão dos veículos de prova, sendo possível medir os impactos em todos os eixos do veículo de prova. Quanto a geometria, a maioria dos ensaios contaram com carretas de 5 ou 6 eixos, compostas por cavalo mecânico e semirreboque. A Figura 24 ilustra o veículo utilizado para os ensaios dinâmicos e a instrumentação.

Figura 24: Veículo empregado nos ensaios dinâmicos e equipamento instalado na suspensão do mesmo.



Fonte: Almeida et al. (2010).

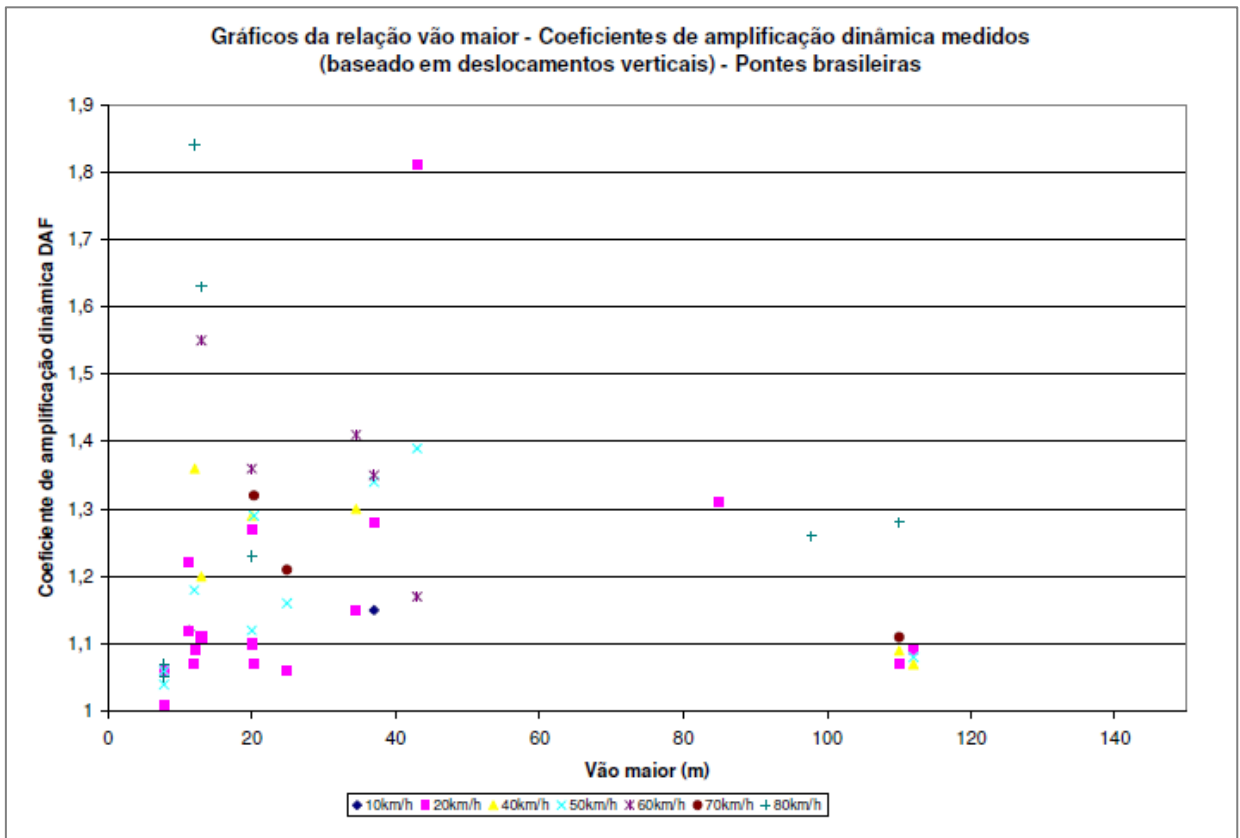
Nos ensaios dinâmicos, o veículo trafegou em diferentes velocidades e diferentes faixas de rolamento. As pontes foram interditadas para o tráfego, de forma que foi possível medir os impactos causados pelo veículo de prova isoladamente sem o efeito de outras cargas atuando da estrutura. A Tabela 9 apresenta a síntese dos resultados encontrados para o coeficiente de impacto, bem como uma comparação com a norma vigente. A Figura 25 traz os resultados obtidos através de um gráfico, para as várias velocidades consideradas, para as respostas obtidas pelos equipamentos instalados na estrutura.

Tabela 9: Comparativo entre os coeficientes de impacto das normas brasileiras e resultados de Almeida et al. (2010).

Comprimento do vão principal (metros)	Coeficiente de Impacto		
	Resultados (Almeida et al., 2010)	NBR 7187 (ABNT, 2003)	NBR 7188 (ABNT, 2013) CIVxCIA
7,5 a 15	1,13 a 1,97	1,29 a 1,35	1,33 a 1,69
15 a 22,5	1,46 a 1,67	1,24 a 1,29	1,29 a 1,33
22,5 a 30	1,32	1,19 a 1,24	1,27 a 1,29
30 a 45	1,17 a 1,42	1,09 a 1,19	1,22 a 1,27

Fonte: autora.

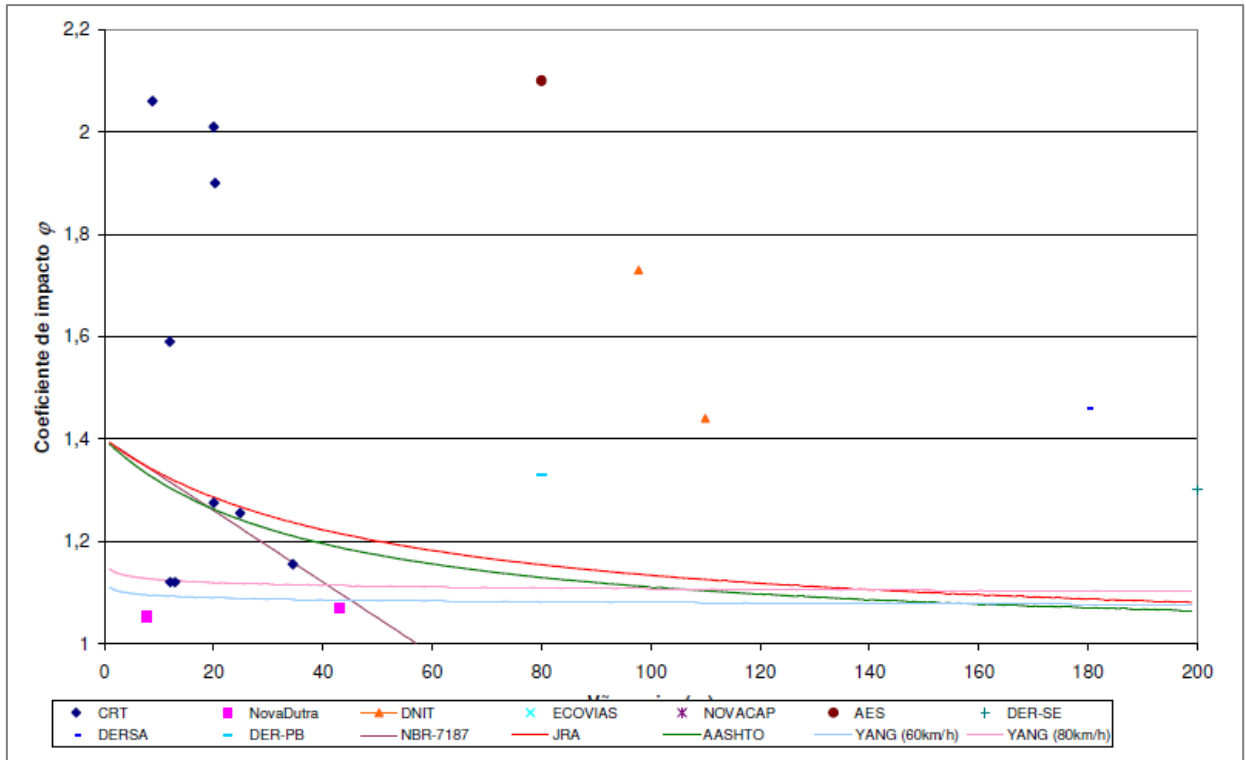
Figura 25: Resultados obtidos nos ensaios experimentais em pontes brasileiras, para deslocamentos verticais.



Fonte: Almeida et al. (2010).

Conforme a análise dos resultados apresentados, pode-se observar uma tendência de que o Fator de Amplificação Dinâmica é maior quanto menor o vão da ponte, estando relacionado também com a velocidade do veículo. A Figura 26 apresenta os resultados obtidos pelos autores com o equipamento instalado no eixo intermediário do veículo, para velocidades entre 60km/h e 80 km/h.

Figura 26: Resultados obtidos nos ensaios experimentais em pontes brasileiras.



Fonte: Almeida et al. (2010).

Durante os ensaios dinâmicos (Figura 27) foram medidos os efeitos decorrentes das passagens do veículo de prova (acelerações). Os deslocamentos foram obtidos a partir da integração da série temporal de acelerações no meio dos vãos ou próximo aos apoios. A instrumentação dos vãos principais das pontes foi feita com servo-acelerômetros posicionados em cima do tabuleiro nas laterais das faixas de rolamento. O equipamento era o Kyowa modelo ASQ-1C, com capacidade de leitura até 1g, dentro da banda de frequências de 0 a 100 Hz. A frequência de aquisição de dados foi de no mínimo 200 Hz (ALMEIDA et al., 2010).

Figura 27: Servo-acelerômetro posicionado na ponte e sistema de aquisição de dados utilizado para a aquisição de dados.



Fonte: Almeida et al. (2010).

Como resultados, os autores concluem que a irregularidade do pavimento é o fator que mais influencia a resposta final. Verificou-se que em 91,5% dos casos os valores medidos foram inferiores a 1,4, e somente em 8,5% esses valores foram superiores, chegando ao valor máximo de 1,84. Os valores superiores correspondem às pontes com vãos abaixo de 12 metros e em pontes com pouca capacidade de distribuição de esforços, ou seja, pontes sem transversinas.

Realizando uma comparação entre os valores de amplificação dinâmica obtidos a partir dos deslocamentos nas pontes e os impactos medidos na suspensão dos veículos para as mesmas passagens, observa-se que em nenhum dos casos os valores elevados de impacto (acima de 1,8) levaram a fatores de amplificação dinâmica elevados (acima de 1,4), significando que amplificações elevadas nas forças atuantes nos tabuleiros não necessariamente causam elevadas amplificações nas respostas dinâmicas da estrutura (ALMEIDA et al., 2010).

Os autores também afirmam que a amplificação dinâmica está muito mais relacionada às características da estrutura, tais como amortecimento, distribuição de massa e rigidez, e menos com a amplitude das forças atuantes, ou até mesmo o vão da estrutura.

Quanto as correlações entre os parâmetros considerados, Almeida et. al (2010) apresentam uma correlação de 32% entre o FAD e o parâmetro de velocidade, sendo maior que a correlação encontrada entre o FAD e o vão das estruturas, bem como FAD e frequência natural, as quais ficaram da ordem de 3%. Ao mesmo tempo, os autores também comentam que o fator que maior altera o Fator de Amplificação Dinâmica é a irregularidade do pavimento.

Com o objetivo de propor uma metodologia de retroanálise em pontes e viadutos cujos projetos não estão disponíveis e validar os modelos numéricos realizados, Santos (2013) realizou provas de carga estáticas e dinâmicas em um viaduto no Rio de Janeiro (Brasil), com



comprimento de 60 metros. A metodologia consistiu na instalação de acelerômetros no chassi de um veículo de carga de três eixos e também ao longo do tabuleiro da obra de arte. Foram instalados flexímetros objetivando obter o máximo deslocamento para o ensaio estático e dinâmico. Os resultados revelam valores de FAD (apresentado pela autora como a razão entre o deslocamento/aceleração na maior velocidade e menor velocidade) variando, conforme a posição da instrumentação, entre 1,10 e 1,38 para resposta dos flexímetros e 1,69 e 2,79 para resposta dos acelerômetros.

Yang et al. (2013) avaliou os fatores de amplificação dinâmica para quatro pontes de viga em T existentes por meio de ensaios de campo e modelagem numérica. Ambos os testes de vibração e teste de impacto do veículo foram realizados nas pontes. O teste de vibração é relativamente mais fácil de conduzir e pode fornecer informações vibratórias detalhadas da estrutura. No entanto, o teste de impacto do veículo é indispensável para obter o fator de impacto da carga de tráfego. As frequências de vibração medidas aproximaram-se dos valores calculados pelos modelos numéricos, significando que o modelo de elementos finitos pode permitir boas previsões do comportamento real da ponte. O fator de amplificação dinâmica medido para essas pontes permaneceu no intervalo entre 1,05 e 1,22. Os resultados foram obtidos através do equipamento Medidor de Descolamentos, tanto para ensaio estático quanto para o dinâmico, conforme a Figura 28. Também foram utilizados acelerômetros.

Figura 28: Medidor de deslocamento fotoelétrico.



Fonte: Yang et al. (2013).

Rossigali (2013) propõe a atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vãos no Brasil. Considerando a análise de cinco fontes de dados rodoviários, o autor confeccionou uma base de dados que foi usada para simular o tráfego em pontes típicas da malha viária brasileira, avaliando vãos de até 40 metros, em situação de fluxo

livre, visando a elaboração das distribuições de extremos dos esforços estáticos. Buscando avaliar os esforços consequentes da amplificação dinâmica, foram realizadas análises numéricas dinâmicas das pontes, considerando a interação veículo-pavimento-estrutura, mediante a passagem de um caminhão de 5 eixos. Como conclusões, expõem-se duas novas propostas de configurações, que buscam representar de forma mais apropriada os efeitos devido ao tráfego de veículos em pontes de pequenos vãos.

Paeglite e Paeglitis (2013) apresentam um trabalho estudando os fatores de amplificação dinâmica (FAD) obtidos a partir dos resultados dos testes de carga dinâmica de 65 pontes, realizados a partir de 1990 até 2012 na Letônia. As propriedades dinâmicas das pontes foram obtidas por caminhões carregados trafegando em diferentes velocidades nas pontes, com ou sem obstáculos na pista. Os valores obtidos de fator de impacto nos ensaios de campo foram analisados e comparados com os valores dos modelos de carga de tráfego incorporados fornecidos no *Eurocode 1*, sendo que os mesmos se revelaram, na maioria das vezes, inferiores aos recomendados pelos códigos normativos. A passagem de um caminhão carregado representa o efeito mais real da estrutura quanto às vibrações, portanto, acarretando resultados dinâmicos razoavelmente precisos.

As respostas de vibração foram obtidas pelo sensor de vibração Noptel PSM-200 (Figura 29), que é baseado em um transmissor de laser e receptor eletrônico conectado ao objeto. O operador direciona a luz laser visível e segura para o receptor e a mantém em uma posição estável. O receptor reconhece o feixe na tela óptica e mede sua posição com taxa de até 500 vezes por segundo. O transmissor pode estar a uma distância de 1 a 350 metros do receptor, dependendo das condições ambientais. As velocidades de teste variaram entre 20 km/h e 40 km/h.

Figura 29: Ensaio com sensor de vibração Noptel PSM-200.



Fonte: Paeglite e Paeglitis (2013).

Para uma variação do ensaio dinâmico, foram posicionadas tábuas de madeira medindo entre 5 cm e 10 cm de altura, de 3 a 3,5 metros de distância, visando representar danos, como por exemplo pavimento danificado (Figura 30).

Figura 30: Ensaio dinâmico com tábuas de madeira.



Fonte: Paeglite e Paeglitis (2013).

Os resultados apresentados por Paeglite e Paeglitis (2013) mostram que para pontes projetadas de acordo com o Eurocode, 90% do fator de amplificação dinâmico respeitou o intervalo de 1,0 a 1,4, sendo, portanto, inferiores aos valores recomendados pelo código normativo. Ao mesmo tempo, 92% dos valores de amplificação dinâmica para a superfície irregular da estrada estão próximos do valor recomendado no Eurocode, sendo que apenas 8% excedem. Outra conclusão importante dos autores é quanto à velocidade do veículo, afirmando que o FAD é maior quanto menor a velocidade do veículo. Além disso, os comprimentos de vão não influenciaram nos resultados tanto quanto era a expectativa.

Zhao e Uddin (2014) avaliaram os valores de FAD de pontes existentes usando o método de pesagem em movimento (B-WIM). Esta abordagem inclui o momento estático obtido a partir do modelo de simulação calibrado em campo e o momento dinâmico obtido a partir dos dados experimentais do B-WIM. Um modelo para vários veículos foi desenvolvido para simular a intensidade do tráfego e para prever o valor do FAD de uma ponte existente.

Deng et al. (2015) ressalta a influência que alguns parâmetros apresentam na avaliação da amplificação dinâmica, citando irregularidade do pavimento e a velocidade dos veículos que trafegam pela ponte. De um modo geral, o autor conclui que o impacto dinâmico diminui conforme o peso do veículo aumenta. Da mesma forma, a distância entre eixos e fatores de distribuição de carga também levam a coeficientes de impacto menores. O autor critica até que ponto o efeito de carga dinâmica causado por este modelo de carregamento simplificado concorda com o causado efeito pelo tráfego real, aconselhando maiores estudos.

O autor comenta a necessidade de estabelecer um padrão uniforme para os procedimentos de teste de campo e processamento de dados entre os países do mundo, visando obter informações mais confiáveis e dados passíveis de compactação para os testes de campo. Tal padrão deve incluir instruções para o local de instalação dos instrumentos, tipos de equipamentos, cenários de carga de veículos, coleta de dados e abordagens de processamento.

Ao avaliar pontes em serviço, especialmente as pontes curtas e com más condições de superfície da estrada, é importante sempre que viável, tendo em vista a vantagem de realizar testes de campo, sendo a abordagem mais confiável para avaliações de parâmetros de projeto. Além disso, as respostas dos testes são obtidas a partir de efeitos de carga global, como o momento de deslocamento ou flexão no meio da ponte, podendo ser irracional aplicar esses coeficientes de impacto ao projeto de estruturas locais componentes, como por exemplo, a laje de plataforma. Como outro exemplo, embora a frenagem do veículo pode produzir impactos dinâmicos significativamente maiores, o fato não é destacado em muitos códigos de projeto de pontes (DENG et al., 2015).

Tozzeto (2016) desenvolveu um sistema de monitoramento de estruturas baseado na medição de variáveis dinâmicas, proporcionando recursos de verificação estrutural e análise de obras de arte especiais existentes, realizando um teste experimental em um viaduto no município de Passo Fundo – RS, Brasil. O objetivo do trabalho foi desenvolver e testar um protótipo de um sistema de monitoramento dinâmico de estruturas de baixa frequência, capaz de efetuar medições contínuas de vibrações que sirvam aos procedimentos de análise modal operacional e de identificação estrutural. O protótipo gerou um depósito de patente junto ao INPI (Instituto Nacional de Propriedade Industrial), sob o número de protocolo BR1020160056926.

Ataei e Miri (2018) estudaram o fator de amplificação dinâmica em pontes em arcos de alvenaria. O trabalho apresentou quatro principais enfoques, sendo eles: Realização de teste de carga dinâmica de 11 pontes de arco de alvenaria, totalizando 33 vãos equipados com 42 extensômetros; Determinação do fator de amplificação dinâmica de pontes com base em

medições de deslocamento; Estudo da correlação do fator de amplificação dinâmica com características geométricas e mecânicas estruturais e; Comparação do fator experimental de amplificação dinâmica com valores propostos de padrões.

No referido estudo, cada ponte é instrumentada com extensômetros em diferentes pontos para registrar a deflexão vertical de vãos médios devido ao trem de teste. Foi utilizado um tipo de sensor de gravação chamado "*Deflected Cantilever Displacement Transducer*" (DCDT). O aparelho é capaz de registrar o deslocamento em uma faixa de 25 mm, com uma precisão de 10 mm. Para usar sensores DCDT, um cabo é fixado a um peso localizado abaixo do vão da ponte, que atua como ponto de referência do sensor.

Para a análise experimental, primeiro foi realizado um teste com velocidade inferior a 10 km/h é registrado, e a resposta da ponte correspondente é considerada como resposta estática da ponte. Em seguida, testes de carga dinâmica com velocidade variável são realizadas e computadas as deflexões verticais devido às cargas de trem. Como conclusões, nenhuma tendência clara entre a velocidade de passagem do trem e a DAF de pontes foi observada. Além disso, a maioria dos fatores de impacto determinados é inferior a 1,4 (menos de 10% excedem o valor 1,4), e, em todos os casos, os valores de FAD nunca ultrapassam um valor de 1,8 (ATAEI e MIRI, 2018).

### **2.13 Metodologias para a determinação do fator de impacto**

O Quadro 2 apresenta alguns dos principais utilizados para o monitoramento de pontes.

Quadro 2: Principais instrumentos para ensaios em pontes.

Instrumento	Características
<b>Transdutor Linear de Deslocamentos Variáveis (LVDT - <i>Linear Variable Differential Transformer</i>)</b>	Transdutor indutivo constituído por sensores, moduladores e amplificadores que possibilitam a medição de deslocamentos lineares da estrutura. Muito utilizado por ser prático e por apresentar resultados confiáveis (NETO, 2017).
<b>Potenciômetro linear</b>	Proporciona uma correlação entre o deslocamento linear de uma estrutura a uma voltagem (resistência) e posteriormente realiza-se uma relação com o deslocamento. Facilidade da leitura, e o custo de aquisição são fatores positivos. Entretanto, a precisão limitada a grandes deslocamentos e a reposição constante devido ao desgaste do terminal móvel podem ser desvantagens (NETO, 2017).
<b>Sensores de fibra ótica</b>	Compostos por um cabo de fibra ótica flexível e dielétrico (isolador elétrico) que permite isolar sem dissipação a emissão de energia e conduzir de uma localidade para outra por grandes extensões. Quanto ao registro de deslocamentos, são necessários dois conjuntos de fibras agrupados, sendo um conectado à fonte de luz e o outro, fibras receptoras, conectado a foto detectores (NETO, 2017).
<b>Sensores de corda vibrante</b>	Estica-se um fio de aço entre dois pontos de contato, ficando este em repouso com a ausência de excitação. O fio é estimulado normalmente por pulsos de duas bobinas eletromagnéticas que se encontram nas extremidades e apresentam vibração em uma frequência que depende do comprimento do fio e tensão, sendo possível estabelecer uma correspondência com a alteração da tensão sobre a estrutura. Dispositivo de grande precisão e é usado para registrar deformações e tensões de uma estrutura (NETO, 2017).
<b>Extensômetro de Fio ou Fita</b>	Equipamento mecânico, composto por registradores em fio ou fita, os quais são usados para apontar as mudanças entres dois pontos através de posicionamento relativo entre uma referência e uma porção da estrutura. Não possui resistência quanto à exposição ao tempo por longo período. Ausência de calibração ou a mesma incorreta pode acarretar resultados insatisfatórios (NETO, 2017).
<b>Acelerômetros</b>	Instrumentos sísmicos que consistem essencialmente de um oscilador com amortecimento viscoso (onde o amortecimento é proporcional à velocidade). Tipos: capacitivos, piezoelétricos, piezoresistivos e micro acelerômetros (MEMS). O acelerômetro que equipa os celulares é do tipo MEMS. As vantagens dependem da sensibilidade de cada equipamento, sendo que alguns podem possuir custo elevado. (BRAIDO, 2014).

Fonte: Braido (2014); Neto (2017).

Quanto aos procedimentos de teste e processamentos de dados, um teste de carga estática é geralmente realizado primeiro para determinar a resposta estática máxima da ponte e fornecer uma referência para o cálculo do fator de impacto. A implementação do teste de carga estática inclui dois métodos. No primeiro, um teste quase-estático é realizado onde os veículos de teste devem atravessar a ponte a uma velocidade lenta. No segundo método, os veículos de teste estão localizados na posição longitudinal que produz a resposta máxima de interesse.

O teste de carga dinâmica também pode ser dividido em dois métodos. No primeiro tipo, os veículos de teste específicos percorrem a ponte através de trajetórias predeterminadas, juntamente com o tráfego controlado. No segundo tipo, o teste dinâmico baseia-se na medição do tráfego aleatório real, ou seja, em condições de uso reais e fluxo contínuo. Para este último, obviamente torna-se inviável realizar um teste de carga estática para adquirir as respostas estáticas correspondentes. Nesse caso, um filtro pode ser adotado para derivar as respostas estáticas através dos resultados das respostas dinâmicas, visando calcular o coeficiente de impacto (DENG et al., 2015).

O documento normativo da Espanha (DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS, 1999) apresenta recomendações para a realização de provas de carga em obras de arte novas. O documento é claro ao afirmar que tais recomendações são feitas para a verificação da capacidade de carga em obras novas, antes da liberação das mesmas para utilização, visando confirmar que o projeto e a execução foram realizados de maneira satisfatória. Contudo, as recomendações podem ser utilizadas para a verificação de pontes existentes. As medições devem ser feitas em posição e quantidade suficiente para permitir a correta avaliação do comportamento da obra em serviço.

Salienta-se a necessidade de verificar as características do concreto, através de corpos de prova retirados durante a execução da obra. Entretanto, uma opção para as obras de arte existentes seria a realização de ensaios não destrutivos, buscando obter os parâmetros pertinentes.

Ainda se recomenda que sejam realizadas provas de carga estáticas e dinâmicas, sendo as estáticas sempre obrigatórias, enquanto as dinâmicas devem ser realizadas quando é necessário verificar se as vibrações que podem ocorrer não afetarão a funcionalidade da obra. Quanto à instrumentação, recomenda-se que seja realizada a calibração dos equipamentos. O nível de carga alcançado durante o teste deve ser representativo das ações de serviço (DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS, 1999).

De maneira sucinta, o ensaio estático consiste em obter a resposta da estrutura quando a mesma é submetida ao carregamento de serviço, por exemplo, o trem tipo normativo do País.

Uma vez que o trem de carga é colocado na posição pretendida, uma medição será feita da resposta instantânea da estrutura nos dispositivos de medição localizados nos pontos significativos. Após 10 minutos, uma nova medição será obtida nos ditos pontos. Se as diferenças entre os valores de resposta forem menores que 5% ou da mesma ordem de precisão dos dispositivos de medição, será considerado que estabilizou o processo de carregamento. Se a condição anterior não for satisfeita, a carga será mantida para um novo intervalo de 10 minutos. Uma vez atingida a estabilização, as leituras serão feitas nos pontos de medição.

Quanto aos ensaios dinâmicos, os mesmos podem ser úteis para detectar anomalias de caráter funcionais, como movimentos imprevistos nos apoios ou vibrações excessivas, sendo realizado utilizando apenas um veículo cruzando a ponte. A fonte de excitação deve percorrer a ponte para diferentes velocidades:

- Velocidade lenta: 5,5 km/h (teste quase estático);
- Velocidade média: entre 30 e 40 km/h;
- Velocidade rápida: > 60 km/h.

Para a determinação de frequências naturais e amortecimento, um obstáculo transversal ao funcionamento do caminhão pode ser colocado na estrada, sempre que for considerado necessário aumentar as vibrações geradas durante o ensaio. Finalmente, coeficiente de impacto será determinado a partir de registros de deslocamento unitários, através da relação entre a máxima resposta dinâmica e estática. O Quadro 3 resume o que é proposto pelo documento espanhol quanto ao ensaio dinâmico.

Quadro 3: Recomendações para o ensaio dinâmico.

<b>Parâmetro medido</b>	<b>Veículo de carga</b>	<b>Velocidade</b>	<b>Obstáculo</b>
Linha de influência	1 caminhão	Lenta	Não
Frequência	1 caminhão	Média e rápida	Opcional
Amortecimento	1 caminhão	Média e rápida	Opcional
Impacto	1 caminhão	Lenta, média e rápida	Não
Aceleração	1 ou mais caminhões	Média e rápida	Não

Fonte: adaptado de DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (1999).

Muitas pesquisas internacionais vêm apresentando algumas metodologias para a avaliação do fator de impacto. No âmbito nacional, infelizmente não há um número relevante de estudos acerca do assunto. O Quadro 4 apresenta uma síntese das metodologias encontradas na revisão de literatura com o objetivo de melhor esclarecer as alternativas existentes do ponto de vista experimental.



Quadro 4: Síntese das metodologias para avaliação do fator de impacto.

REFERÊNCIA	METODOLOGIA	OBRAS DE ARTE
<b>BATTISTA (1993)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ensaios estáticos e dinâmicos (medição das flechas);</li> <li>- Equipamentos: dois transdutores de deslocamento (flexímetros instalados nos guarda-rodas do tabuleiro) e três micro acelerômetros.</li> </ul>	Ponte de acesso ao Píer de Minério do Porto de Sepetiba, localizada no Rio de Janeiro, Brasil.
<b>PARK ET AL. (2005)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ensaios dinâmicos: passagem do veículo de carga (caminhão de 3 eixos) a velocidades que variavam entre 5 e 70 km;</li> <li>- Correlação com IRI (irregularidade do pavimento);</li> <li>- Equipamentos: medidores de deslocamento.</li> </ul>	Ensaios experimentais em 25 pontes das rodovias coreanas.
<b>CAI et al. (2007)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ensaios estáticos e dinâmicos;</li> <li>- Equipamentos: <i>strain gauges</i> e acelerômetros.</li> </ul>	Ponte localizada nos Estados Unidos.
<b>ALMEIDA et al. (2010)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tráfego controlado;</li> <li>- Ensaios estáticos e dinâmicos;</li> <li>- Veículo trem tipo 450kN;</li> <li>- Equipamentos: extensômetros e acelerômetros. A instrumentação foi instalada tanto na ponte quanto no veículo.</li> </ul>	Pontes de diferentes características geométricas no Brasil.
<b>PAEGLITE; PAEGLITIS (2013)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ensaios dinâmicos: passagem de veículo de carga;</li> <li>- Equipamentos: sensor de vibração Noptel PSM-200.</li> </ul>	Ensaios experimentais em 65 pontes em Letônia.
<b>YANG et al. (2013)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Equipamentos: medidor de deslocamento fotoelétrico.</li> </ul>	Ensaios experimentais em quatro pontes de viga em T existentes na China.
<b>SANTOS (2013)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ensaios estáticos e dinâmicos (veículo de carga de três eixos);</li> <li>- Equipamentos: acelerômetros e flexímetros.</li> </ul>	Viaduto de 60 metros localizado no Rio de Janeiro, sendo a instrumentação instalada em diversos pontos do tabuleiro, bem como no veículo de teste.
<b>ATAEI; MIRI (2018)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ensaios estáticos e dinâmicos (veículo trem);</li> <li>- Equipamentos: extensômetros - <i>Deflected Cantilever Displacement Transducer</i> (DCDT).</li> </ul>	Pontes em formato de arco em alvenaria, localizadas no Iran.

Fonte: autora.

### 3. METODOLOGIA

Neste capítulo é abordada a metodologia utilizada na pesquisa. A seguir são apresentadas as obras de arte escolhidas para os ensaios experimentais, bem como os equipamentos utilizados, buscando atingir os objetivos propostos. O foco desta pesquisa foi avaliar os coeficientes de amplificação dinâmica encontrados nas pontes brasileiras e compará-los com as normas de projeto no âmbito mundial, buscando uma correlação também entre o FAD e o IRI, parâmetro que indica a irregularidade do pavimento.

#### 3.1 Definição das etapas e procedimentos

Conforme as etapas exibidas no Fluxograma 1, a pesquisa foi dividida em: revisão bibliográfica, apresentação do projeto de pesquisa, realização dos ensaios, resultados parciais, entrega e apresentação da qualificação, análise e discussão dos resultados, elaboração e apresentação do relatório final à banca examinadora.

Fluxograma 1: Etapas da pesquisa.



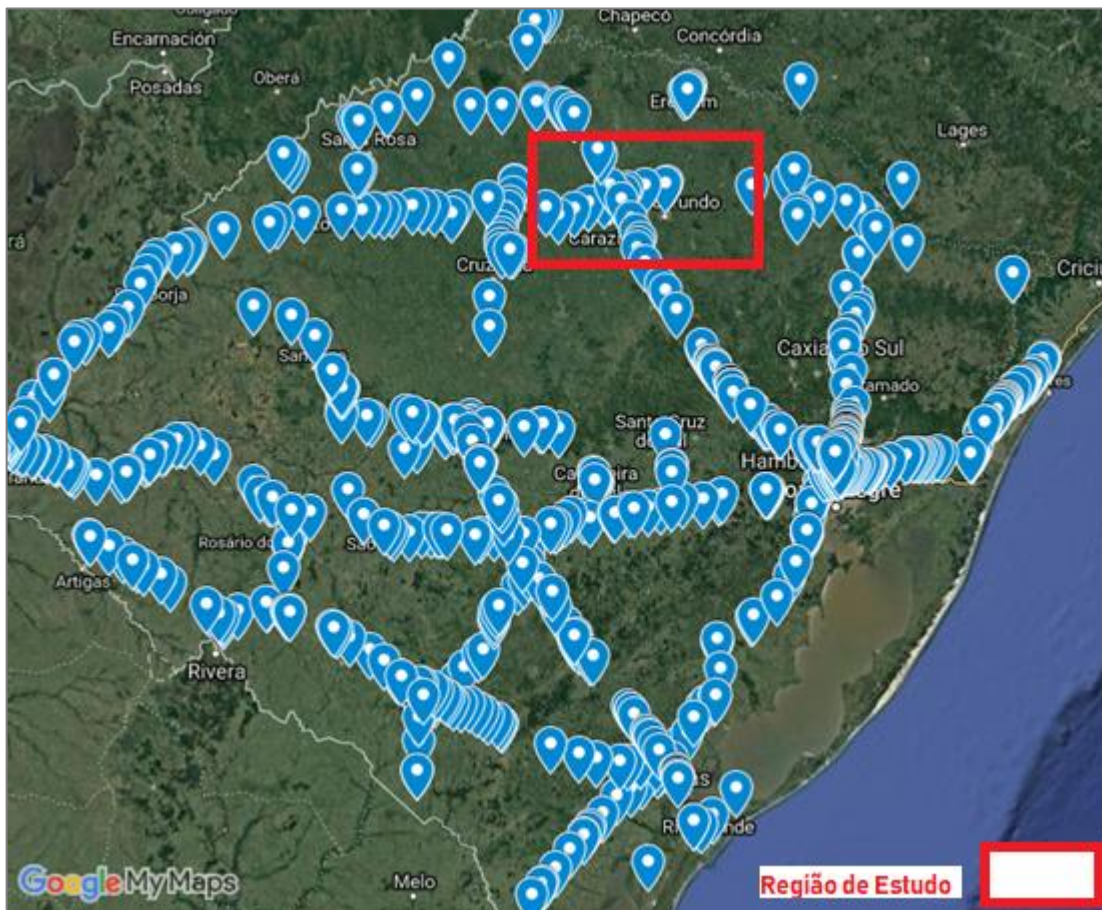
Fonte: autora.

### 3.2 Definição das obras de arte

Este estudo limita-se em pontes rodoviárias de concreto. As mesmas foram selecionadas conforme os cadastros apresentados pelos órgãos responsáveis: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER-RS, 2019) e Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2017).

O estado do Rio Grande do Sul conta com 694 obras de artes localizadas em rodovias federais, cadastradas pelo DNIT. Com a finalidade de visualizar a localização de cada uma, foram lançadas no Google Maps as coordenadas de latitude e longitude disponibilizadas pelo DNIT, conforme exposto na Figura 31.

Figura 31: Obras de arte no Rio Grande do Sul (apenas rodovias federais).



Fonte: adaptado de DNIT (2017).

Optou-se por realizar também a consulta das pontes existente em rodovias estaduais. O Quadro 5 apresenta as pontes selecionadas para os ensaios experimentais, localizadas no mapa conforme a Figura 32.

Quadro 5: Pontes selecionadas para os estudos experimentais.

AOE	Identificação	Rodovia	Localização (km)	Extensão (m)	Largura (m)	Latitude	Longitude
Ponte 1	Rio Passinho Fundo	BR 285	203,40	34,35	13,00	-28,211166	-51,561500
Ponte 2	Rio Lajeado dos Ivos	BR 470	70,70	120,00	13,00	-28,152900	-51,513916
Ponte 3	Rio Santa Rita	BR 285	172,10	58,60	10,00	-28,323416	-51,336516
Ponte 4	Rio Forquilha	ERS 126	105,01	51,00	9,60	-28,180060	-51,652208
Ponte 5	Rio Ligeiro	BR 285	231,90	15,04	10,40	-28,242066	-51,810716
Ponte 6	Rio Passo Fundo	BR 285	288,00	32,90	10,00	-28,235316	-52,414823
Ponte 7	Arroio Miranda	ERS 135	9,54	30,00	9,70	-28,222643	-52,365953

Fonte: autora.

Figura 32: Localização das obras de arte expostas no Quadro 5, localizadas dentro da região de estudo da Figura 27.



Fonte: autora.

### 3.3 Programa experimental

O programa experimental inicial visava a realização dos ensaios em 30 obras de arte especiais. Entretanto, devido ao elevado custo da pesquisa, foi possível visitar 15 pontes e

viadutos, sendo rodados aproximadamente 650 km com o veículo de teste (caminhão) e um carro de apoio. Todavia, apenas 7 pontes apresentaram condições para a realização dos ensaios estáticos e dinâmicos, em função da intensidade do tráfego, visibilidade do caminhão, instalação e manuseio dos equipamentos com segurança.

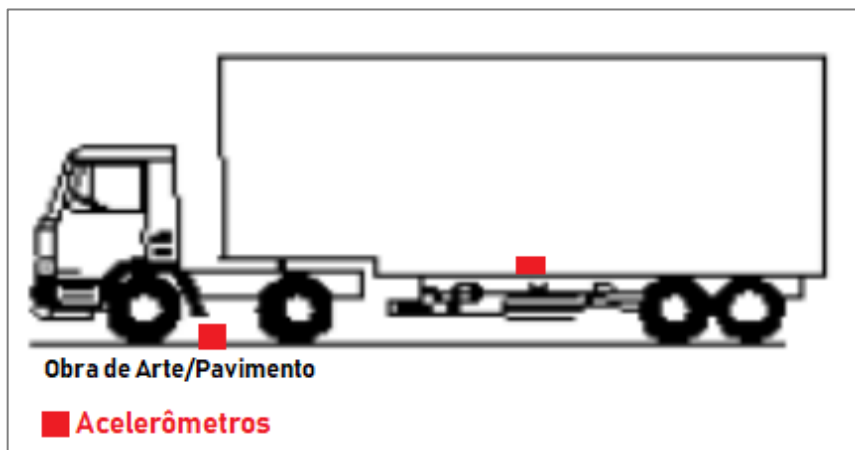
Como não era possível interferir no tráfego de veículos, algumas pontes eram localizadas próximas a curvas, ou em pistas sem acostamento, o que não permitia a realização segura do ensaio, prejudicando a visão do motorista, a possibilidade de variar as velocidades e inclusive a segurança de quem permanecia na estrutura manipulando o equipamento para aquisição de dados.

A metodologia empregada seguiu as diretrizes expostas por Almeida et al. (2010). Foram realizados ensaios quase-estáticos (com o veículo trafegando a uma velocidade muito baixa, ou seja, em torno de 20 km/h), e ensaios dinâmicos (com velocidades variando entre 40 km/h e 80 km/h, conforme a rodovia permitia).

Como equipamentos, optou-se pela utilização de *smartphones* equipados com acelerômetros e aplicativos para aquisição de dados, visando reduzir o tempo e custo dos ensaios experimentais. Para calibrar o método, foi utilizado um sistema composto por acelerômetros de alta precisão e equipamentos de aquisição de sinais, os quais têm como característica serem mais onerosos.

A instalação da instrumentação ocorreu tanto no tabuleiro das pontes quanto no veículo, com fixação através de fita dupla face. A Figura 33 ilustra a instrumentação dos acelerômetros nos ensaios.

Figura 33: Instrumentação dos ensaios.



Fonte: autora.

A determinação do fator de amplificação dinâmica (FAD) foi realizada através da relação da aceleração obtida para a maior velocidade e para a menor velocidade, conforme recomendado por Chowdhury e Ray (2003) na Equação 13:

$$\mathbf{DLFA} = \frac{y_{\text{fast}}(t)}{y_{\text{slow}}(t)} \quad (\text{Equação 13})$$

Onde: DLFA é o fator de impacto para a aceleração;

$y_{\text{fast}}(t)$  é o máximo valor de aceleração para o ensaio com velocidade alta;

$y_{\text{slow}}(t)$  é o máximo valor de aceleração para o ensaio com velocidade baixa.

Dessa forma, o coeficiente foi obtido por meio da máxima resposta de aceleração do ensaio quase-estático e da máxima resposta de aceleração obtida pelos ensaios dinâmicos, após o tratamento dos sinais. A Figura 34 exemplifica a realização dos ensaios.

Figura 34: Realização do ensaio na Ponte 3.



Fonte: autora.

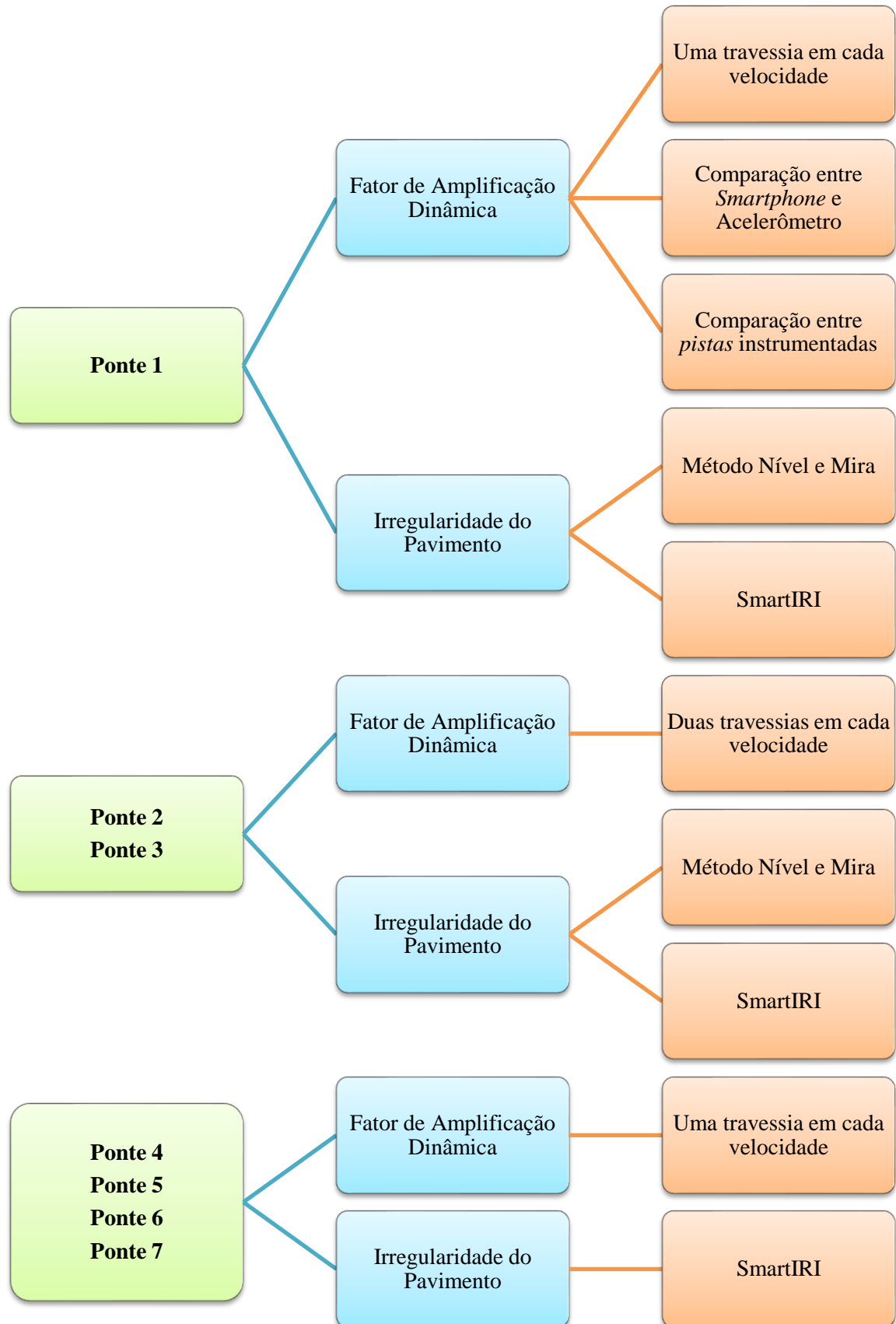
Quanto às condições do pavimento, foi realizada a aquisição do valor do IRI através do uso do *smartphone* fixado no interior de um veículo de passeio, conforme recomendações do desenvolvedor do aplicativo escolhido (SmartIRI). A validação dos resultados foi feita através dos dados obtidos por Muliterno et al. (2019), que realizaram o Método Nível e Mira em três das sete pontes em estudo. O Quadro 6 apresenta de maneira sucinta os fatores envolvidos na pesquisa e no Fluxograma 2 foi organizada a metodologia seguida para cada ponte.

Quadro 6: Programa experimental.

Item	Metodologia
Condições de tráfego	Em virtude da dificuldade em conseguir o acompanhamento da Polícia Federal em todos os ensaios, optou-se por padronizar os ensaios ocorrendo com fluxo contínuo. O cuidado foi não coletar os dados caso existisse outro veículo trafegando ao mesmo tempo na estrutura analisada, prejudicando as respostas dinâmicas.
Instrumentação e calibração do método	A instrumentação deu-se tanto no veículo de teste quanto no tabuleiro da ponte. Para fins de comparação, na Ponte 1, optou-se por instalar no mesmo local tanto o <i>smartphone</i> quanto o sistema de aquisição profissional, para validação dos resultados. A fixação foi através de fita dupla face. Essa metodologia permite visualizar o impacto tanto no veículo quanto na ponte ao mesmo tempo. Equipamentos para a Ponte 1: Veículo: <i>QuantumX MX84</i> conectado a dois acelerômetros e <i>Smartphone</i> Samsung Galaxy S8 Plus. Ponte: <i>MGCplus</i> conectado a dois acelerômetros; <i>Smartphone</i> Samsung Galaxy S8 Plus.
Tempo de ensaio	Para a realização do primeiro ensaio (validação do <i>smartphone</i> ) foram necessárias duas horas apenas para a instrumentação completa. Contando com o tráfego contínuo, as rodovias são muito movimentadas, o que acaba dificultando o ensaio e atrasando o mesmo. Para trafegar com o veículo em quatro velocidades, foram necessárias em torno de três horas de ensaio, totalizando cinco horas. Inicialmente, o veículo de carga transitou a uma velocidade de no máximo 20 km/h, em seguida a 40 km/h, 60 km/h e 80 km/h.
Sincronização dos dados	A sincronização dos sinais e corte dos mesmos foi possível através dos horários de entrada e saída da ponte em cada teste, bem como a aquisição dos dados pelos acelerômetros. A partir do horário inicial, foi possível encontrar e sincronizar o restante dos sinais, desde que todos os equipamentos estejam com a mesma hora, minuto e segundo configurada.
Acompanhamento da velocidade do veículo	A velocidade foi acompanhada pelo velocímetro do veículo.
Padronização da medição	As medições foram padronizadas através da utilização do mesmo veículo de teste, com mesma carga e número de eixos rodando na pista (optou-se por três eixos), mesmo modelo de <i>smartphone</i> e taxa de aquisição.
Obtenção das condições do pavimento	O IRI foi obtido através do aplicativo SmartIRI operando na travessia das pontes por um veículo de passeio. A metodologia foi calibrada em 3 pontes, conforme Muliterno et al. (2019).
Validação e análise dos resultados	Os resultados foram validados através da comparação entre metodologias.

Fonte: autora.

Fluxograma 2: Programa experimental para cada OAE.



Fonte: autora.

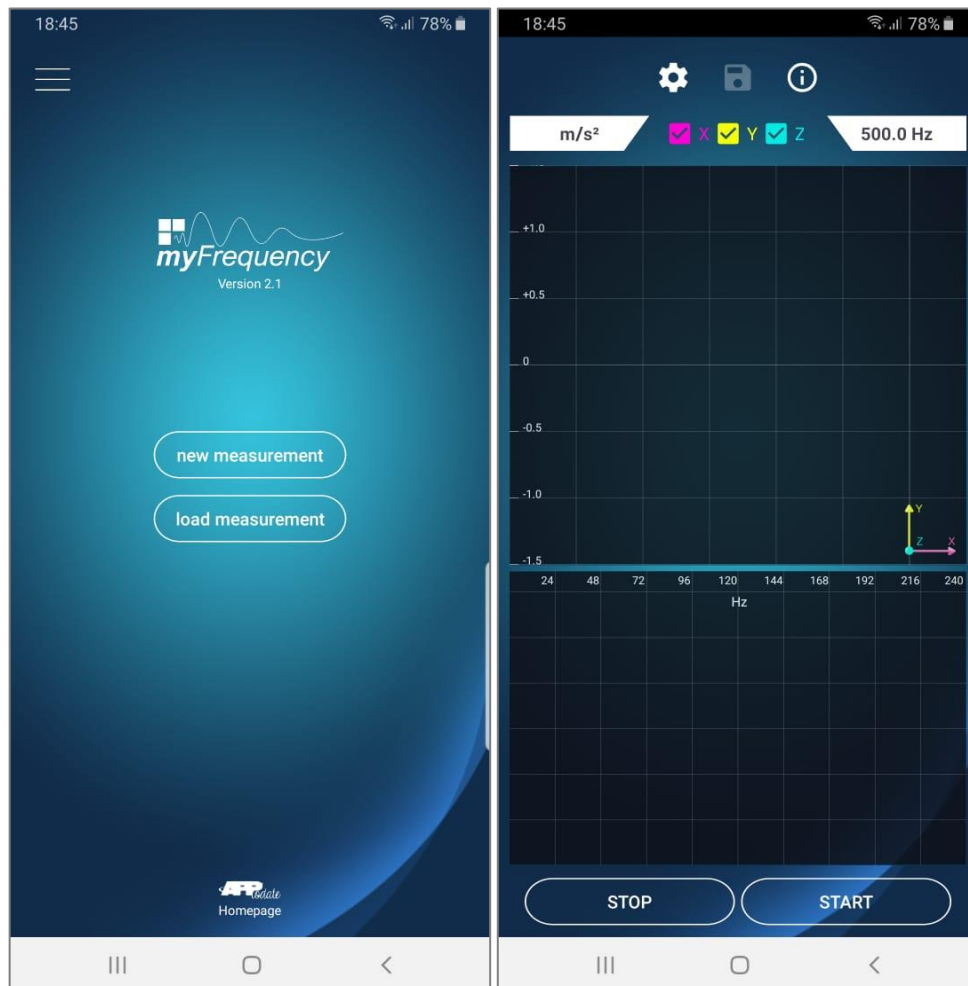


### 3.4 Aquisição de sinais

#### 3.4.1 Smartphones

Existem diversos aplicativos que registram as acelerações. Para esta pesquisa optou-se pela aquisição na plataforma Google Play do aplicativo *myFrequency – Version 2.1*, disponível para *Android*. Depois de diversas pesquisas, ele se destacou por tratar-se de uma ferramenta que possibilita salvar os dados após medições contínuas, sem limite de tempo, além de possuir variações para as taxas de aquisição, que podem ser escolhidas pelo usuário, conforme a capacidade do próprio *smartphone*. A Figura 35 ilustra a tela do aplicativo em uso.

Figura 35: Utilização do aplicativo.



Fonte: autora.

Quanto aos *smartphones* utilizados, ambos eram do mesmo modelo: Samsung Galaxy S8 Plus (Figura 36). A Figura 37 apresenta os dados fornecidos pelo aplicativo quanto ao sensor, sendo que a máxima taxa de aquisição, e utilizada nos ensaios, é de 500Hz.

Figura 36: Os dois *smartphones* utilizados: um no interior do veículo e outro no tabuleiro da ponte.



Fonte: autora.

Figura 37: Dados do acelerômetro nos *smartphones* utilizados na pesquisa.

Sensor Info	
name of sensor	LSM6DSL Acceleration Sensor
producer	STM
max sampling rate	500 Hz
range of sensor	$\pm 78.4532 \text{ m/s}^2$
resolution	$2.3942018 \text{ mm/s}^2$

Fonte: autora.

### 3.4.2 Equipamentos de Aquisição de Dados

A metodologia previu utilizar, além dos *smartphones*, acelerômetros para os ensaios de campo, visando validar os resultados obtidos através do *smartphone*, em pelo menos três obras de arte. Os sistemas de aquisição de dados medem até 2.400 amostras por segundo, sendo optado pelas medições a 600Hz, para fins de comparação com o *smartphone*.

Um sistema é composto pelo equipamento *QuantumX MX840* ligado a dois acelerômetros, instalado no veículo de teste, especificamente no interior do baú do caminhão, próximo ao centro de gravidade do mesmo. O outro sistema é composto pelo MGC Plus (24 bits), também ligado a dois acelerômetros, sendo estes instalados na ponte.

Cabe ressaltar que o *QuantumX MX840* (Figura 38) e o MGC (Figura 39) são sistemas de aquisição de sinais, ambos do fabricante HBM, sendo que o primeiro se caracteriza por ser compacto. O sistema de aquisição recebe o sinal do sensor e torna possível o armazenamento e visualização dos dados no computador.

Figura 38: *QuantumX MX84*.



Fonte: HBM (2016).

Figura 39: *MGCplus*.



Fonte: HBM (2016).

Quanto aos sensores, caracterizam-se por serem acelerômetros com faixa de frequência de 0 a 1000 Hz e escala de aceleração de  $\pm 10$  g (Figura 40).

Figura 40: Acelerômetro Triortonogal.



Fonte: Silicon Designs (2013).

### 3.4.3 Instrumentação das obras de arte especiais

Conforme mencionado, a instrumentação da obra de arte deu-se através da fixação dos equipamentos no tabuleiro da ponte. A utilização da fita dupla face é importante para que os sensores não se movimentem e dessa forma não haja interferência da própria vibração deles no resultado final. A Figura 41 apresenta os dois sistemas já instalados na ponte para o ensaio e a Figura 42 o mostra o *MGCplus* pronto para aquisição dos sinais do acelerômetro.

Figura 41: Sistema de aquisição de sinais na ponte.



Fonte: autora.

Figura 42: *MGCplus* pronto para utilização.



Fonte: autora.

#### 3.4.4 Instrumentação do veículo de teste

Segundo os dados expostos por Rossigali (2013), embora exista uma grande diversidade nos tipos de veículos de carga que trafegam pelas rodovias brasileiras, os caminhões monolíticos 2C e 3C são os mais frequentes.

De acordo com a Tabela 5, exposta anteriormente, para o cadastro da AutoBan (2011, apud Rossigali, 2013), o veículo do tipo 2S2 é o terceiro mais frequente nas estradas brasileiras. A partir disso, uma empresa familiar disponibilizou o veículo de carga, sendo este apresentado na Figura 43.

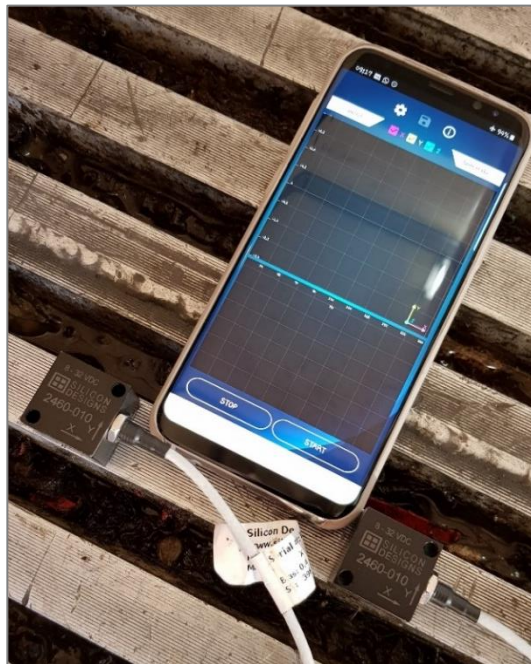
Figura 43: Veículo de carga utilizado para os ensaios experimentais.



Fonte: autora.

O caminhão possui peso de 11.500kg, capacidade para 17.500kg de peso líquido, podendo chegar a 29.000kg de peso bruto. É um veículo com 4 eixos, porém para os dias dos ensaios foi optado por deixar o mesmo rodando em apenas 3 eixos, opção disponível. A Figura 44 mostra os equipamentos no interior do veículo.

Figura 44: Instrumentação no veículo de teste.



Fonte: autora.

### 3.4.5 Tratamento dos sinais

Visando reduzir os ruídos presentes nos sinais de aceleração, todos os sinais obtidos foram tratados através da aplicação do filtro *Moving Average*. Este filtro é conhecido como o mais comum no que diz respeito ao DPS (*Digital Signal Processor*), devido a sua facilidade de aplicação. Apesar de sua simplicidade, o filtro de média móvel é ideal para uma tarefa comum: reduzir o ruído aleatório das amostras (SMITH, 1999). A seguir (Equação 14) apresenta-se a formulação do filtro.

$$y[i] = \frac{1}{M} \sum_{j=0}^{M-1} x[i + j] \quad (\text{Equação 14})$$

Onde: M: número de pontos considerados (número ímpar);

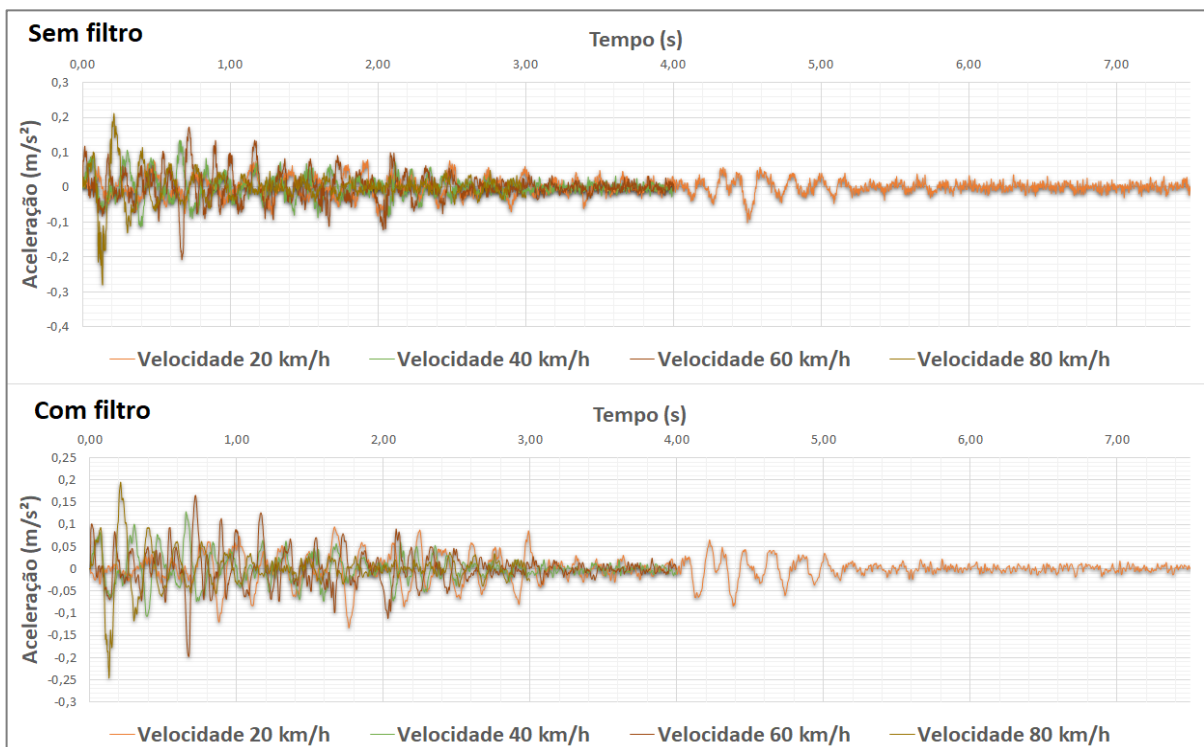
i+j: é o intervalo de dados considerados;

x: dados de entrada;

y: dados de saída.

O número de pontos considerados no estudo foi o intervalo de 5 dados de aceleração. A Figura 45 apresenta um comparativo entre um sinal com filtro e sem filtro.

Figura 45: Comparação entre sinal com filtro e sem filtro.



Fonte: autora.

### 3.4.6 Obtenção do Índice de Irregularidade Internacional

O IRI foi obtido para as sete pontes através da utilização do aplicativo SmartIRI, desenvolvido por Almeida (2018). Foi utilizado o veículo de passeio modelo Fiat Mobi 1.0, e o mesmo modelo de *smartphone* já descrito anteriormente.

O aplicativo SmartIRI requer calibrar o aparelho na posição vertical e após isso pode-se iniciar a medição. É importante que o suporte seja bem fixado no para-brisa e não transfira vibrações ao aparelho de forma a gerar resultados duvidosos. Após iniciar a medição, dados de aceleração vertical provenientes do acelerômetro e dados provenientes do GPS são coletados e processados no próprio dispositivo, os quais são enviados e salvos na própria conta do servidor, sendo possível acessar os resultados diretamente pelo computador. Dependendo do tipo e da localização da via, a velocidade recomendável para aquisição de sinais varia entre 60 e 100 km/h, sendo que o próprio desenvolvedor comenta que as melhores medições correspondem a velocidades próximas a 80 km/h.

Com o objetivo de calibrar as medições do tipo resposta, são expostos a seguir os resultados obtidos por Muliterno et al. (2019), conforme o levantamento topográfico do perfil longitudinal através do Método Nível e Mira (Figura 46). Este tipo de procedimento, regulamentado pelo DNER (1986), pode ser citado como um método demorado e trabalhoso, porém sendo um dos mais conhecidos no Brasil. O levantamento longitudinal deve ser realizado nas trilhas de roda interna e externa, sendo o espaçamento entre leituras de 0,50 metros.

Figura 46: Execução do Método de Nível e Mira na Ponte 1.



Fonte: Muliterno et al. (2019).



### 3.4.7 Obtenção da correlação entre as variáveis

Para avaliar a correlação entre as variáveis optou-se pela utilização do Coeficiente de Correlação de Pearson. Chen e Popovich (2002) afirmam que este coeficiente está entre os mais utilizados em diferentes áreas da pesquisa científica.

De maneira simplificada, a correlação de Pearson é uma medida de associação linear entre variáveis quantitativas. O coeficiente de correlação de Pearson varia entre -1 e 1, sendo que o sinal indica a direção da correlação e o valor indica a magnitude. Quanto mais perto de 1, mais forte é o nível de associação linear entre as variáveis. Para Dancey e Reidy (2006) valores até 0,30 devem ser considerados fracos, entre 0,40 e 0,60 moderados e acima de 0,70 fortes.

Da mesma forma, quanto mais perto de zero, menor é a correlação, sendo que, quando for igual a zero, pode-se dizer que as variáveis não possuem correlação entre si. Um resultado positivo significa que quando uma das variáveis aumenta, a outra, por consequência, aumenta também. Quando negativa, a correlação indica que, por exemplo, se a variável  $x$  aumenta, a variável  $y$  diminui (FILHO et al., 2014).

O Coeficiente de Correlação de Pearson é calculado a partir Equação 15:

$$r = \frac{\Sigma(x-\bar{x})(y-\bar{y})}{\sqrt{\Sigma(x-\bar{x})^2 \Sigma(y-\bar{y})^2}} \quad (\text{Equação 15})$$

Onde:  $r$  é o Coeficiente de Pearson;  
 $x$  e  $y$  são os valores das variáveis e;  
 $\bar{x}$  e  $\bar{y}$  são a média aritmética das variáveis.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 Ponte 1

A primeira ponte ensaiada foi a Ponte 1: Ponte sobre o Rio Passinho Fundo, cuja localização no mapa foi exposta na Figura 32. Ela está localizada na BR 285 - km 203,40 e possui 34,35 metros de comprimento. A Figura 47 apresenta a referida ponte.

Figura 47: Ponte 1.



Fonte: autora.

A ponte apresenta boas condições, tanto estruturais quanto de pavimento. Observa-se apenas um “buraco” na pista, o qual seria a maior irregularidade, porém o mesmo não chega a estar na linha da trilha de rodas. As condições de entrada e condições da pista estão demonstradas nas Figuras 48 e 49, onde é possível observar problemas no pavimento da ponte.

Figura 48: Ponte 1 - Condições do pavimento no dia do ensaio.



Fonte: autora.

Figura 49: Condições de entrada da Ponte 1.

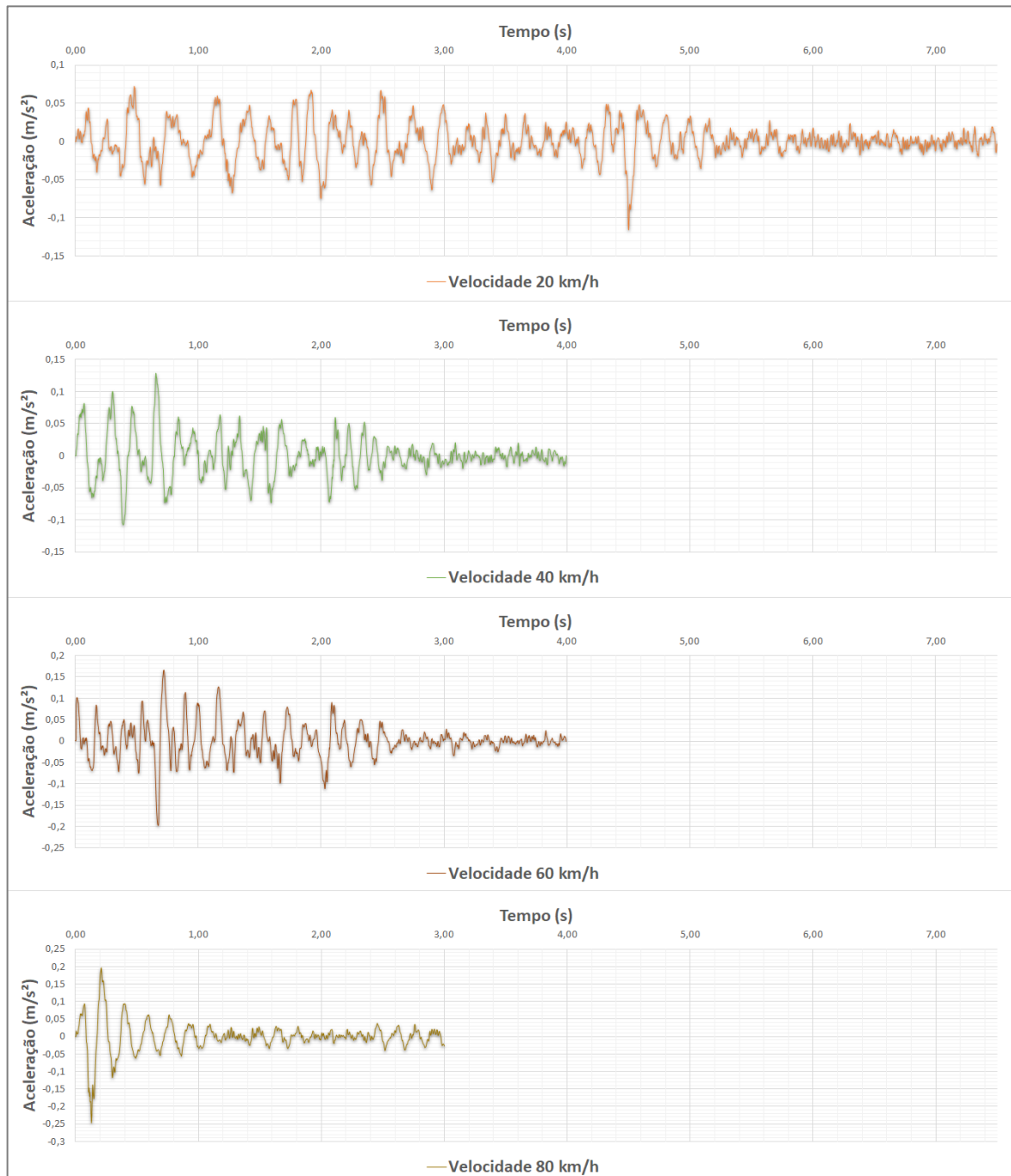


Fonte: autora.

#### **4.1.1 Resposta dos sinais de aceleração**

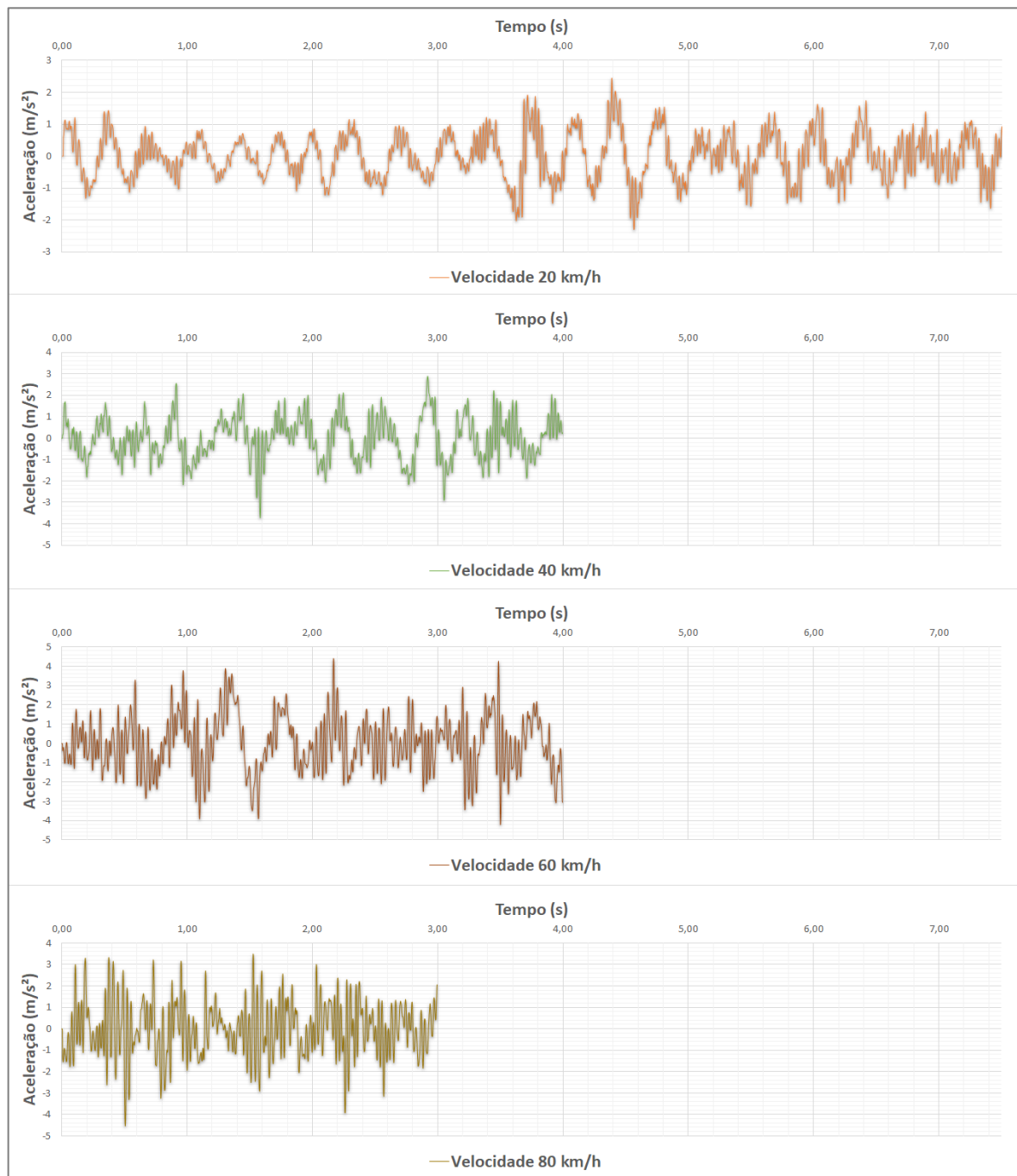
A seguir são apresentados os resultados obtidos para o ensaio realizado com o veículo de teste. A Figura 50 apresenta os resultados para o equipamento instalado na ponte e a Figura 51 para o equipamento instalado no caminhão.

Figura 50: Ponte 1, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 51: Ponte 1, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo.

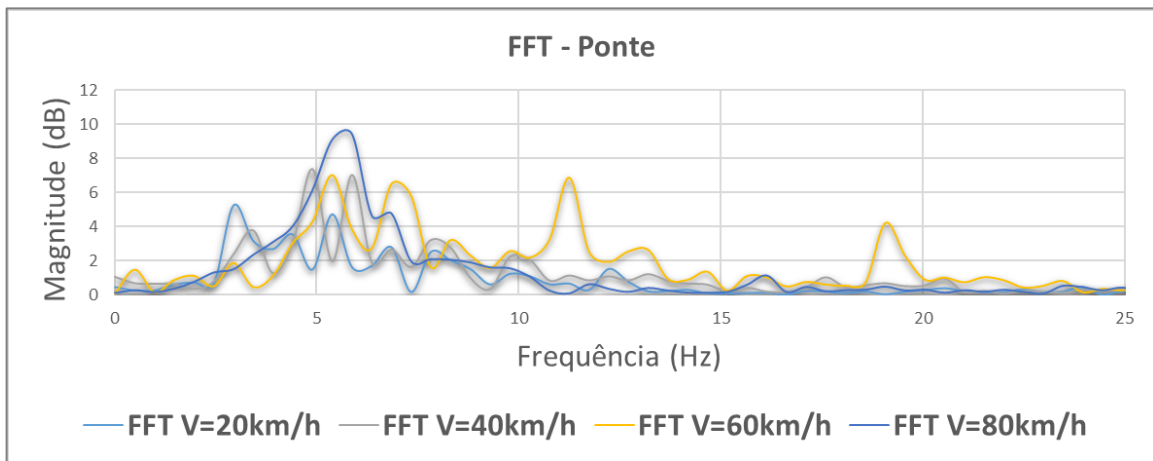


Fonte: autora.

### 4.1.2 Transformada Rápida de Fourier (FFT)

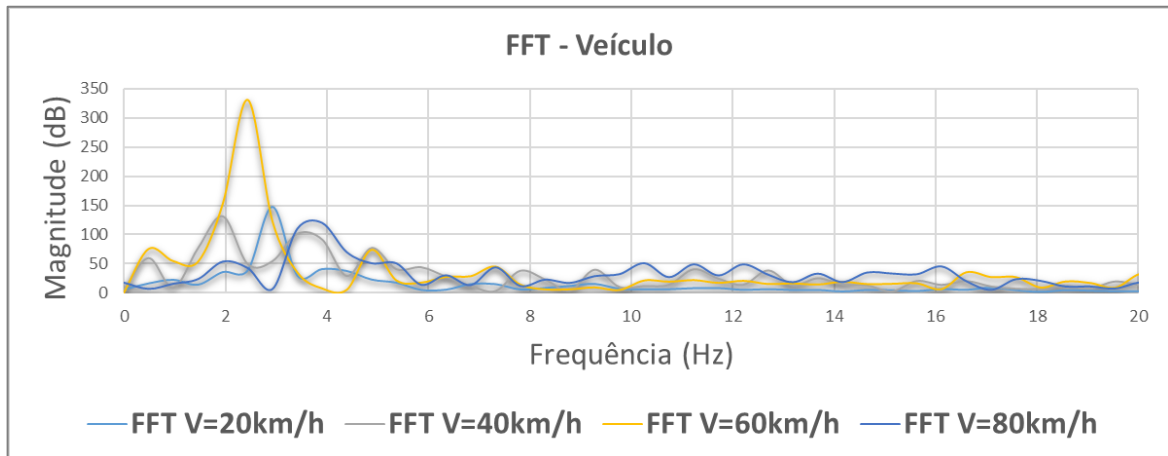
A seguir são apresentados os resultados obtidos para a Transformada Rápida de Fourier (FFT) em cada velocidade, limitada até a frequência de 20Hz. A Figura 52 apresenta a FFT para o equipamento instalado na ponte e a Figura 53, para o equipamento instalado no veículo.

Figura 52: Ponte 1 - FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 53: Ponte 1 - FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado no veículo de teste.



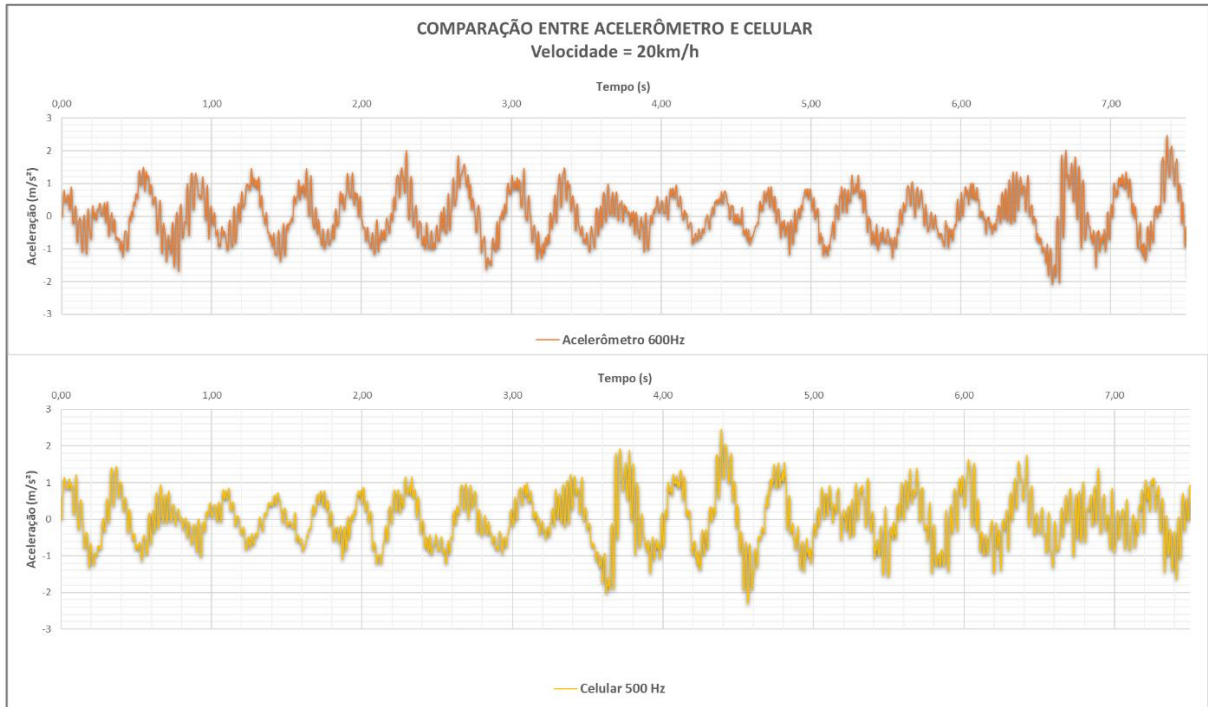
Fonte: autora.

### 4.1.3 Comparação entre *Smartphone* e Acelerômetro

A seguir são apresentados os resultados e sinais para comparação entre acelerômetro e do *smartphone*, instalados no veículo, trafegando a velocidade de 20km/h, sendo que cada um

possuía uma taxa de aquisição diferente, imposta pelas limitações dos equipamentos (Figuras 54).

Figura 54: Comparação dos sinais para o Acelerômetro de 600Hz e *Smartphone* de 500Hz.

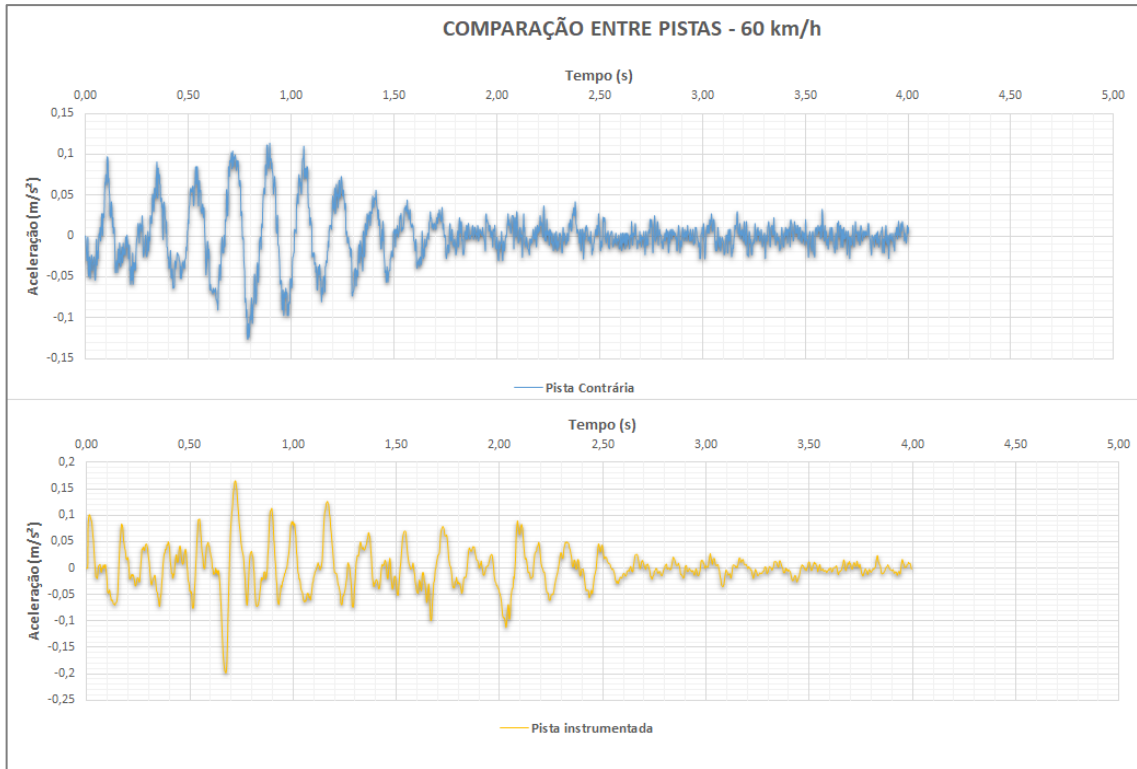


Fonte: autora.

#### 4.1.4 Instrumentação da pista

Conforme mencionado na metodologia, buscou-se a verificação se haveria diferença nos resultados caso o veículo trafegasse pela faixa contrária, ou seja, mais distante do posicionamento do acelerômetro (*smartphone*). A Figura 55 apresenta o resultado da comparação.

Figura 55: Ponte 1, comparação dos sinais para pista instrumentada e não instrumentada.



Fonte: autora.

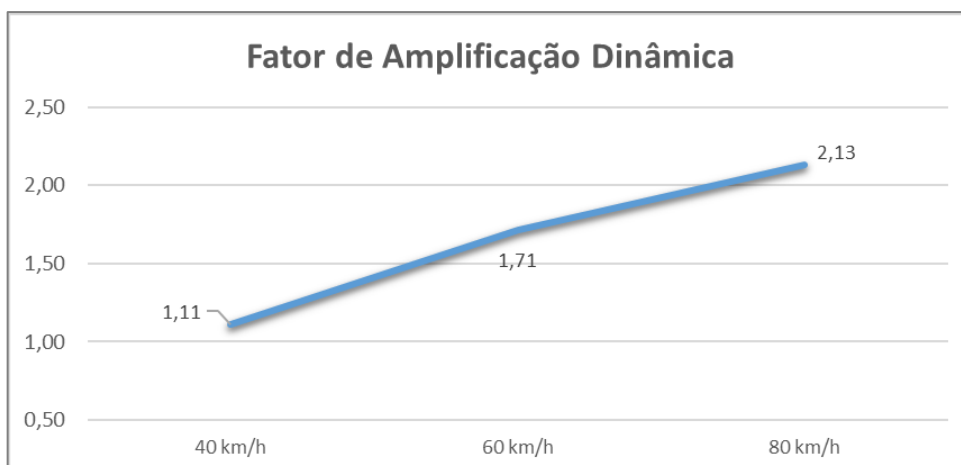
Através da análise do gráfico apresentado na figura acima, pode-se concluir que a instrumentação próxima a faixa de tráfego pode influenciar nos resultados. Além disso, como as irregularidades das pistas da esquerda e da direita são diferentes, consequentemente os resultados não serão os mesmos. A partir dessa conclusão logo na Ponte 1, todos os ensaios foram realizados em uma única faixa instrumentada para todas as passagens do veículo de teste.

#### 4.1.5 Fator de Amplificação Dinâmica

A seguir são apresentados os resultados obtidos quanto ao Fator de Amplificação Dinâmica (Figura 56) e avaliação do impacto observado pelo veículo (Figura 57).

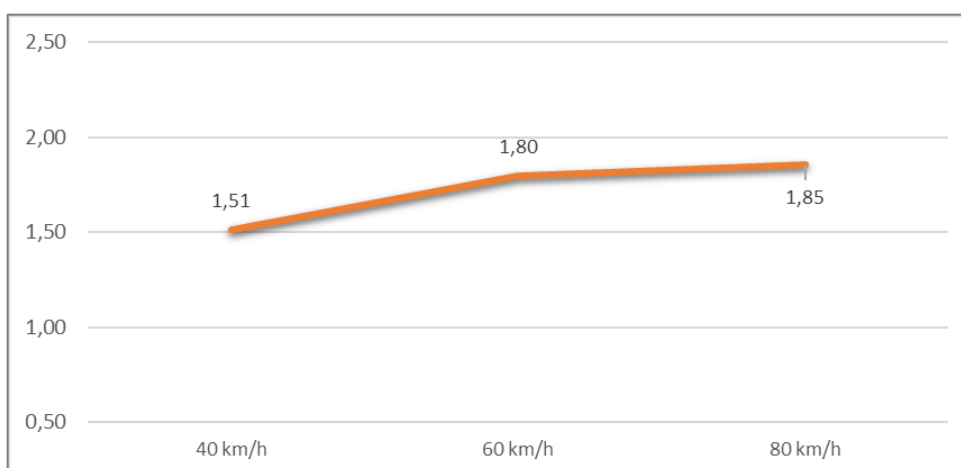


Figura 56: Valores de FAD obtidos para a Ponte 1.



Fonte: autora.

Figura 57: Impacto no veículo para a Ponte 1.



Fonte: autora.

#### 4.1.6 Irregularidade do Pavimento

Conforme exposto no capítulo anterior, o IRI do pavimento sobre a ponte foi obtido através da utilização do smartphone munido da aplicação SmartIRI. A Figura 58 apresenta o trecho percorrido para o ensaio, e a Figura 59 apresenta o resultado do IRI na Ponte 1.

Figura 58: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 1.



Fonte: SmartIRI.

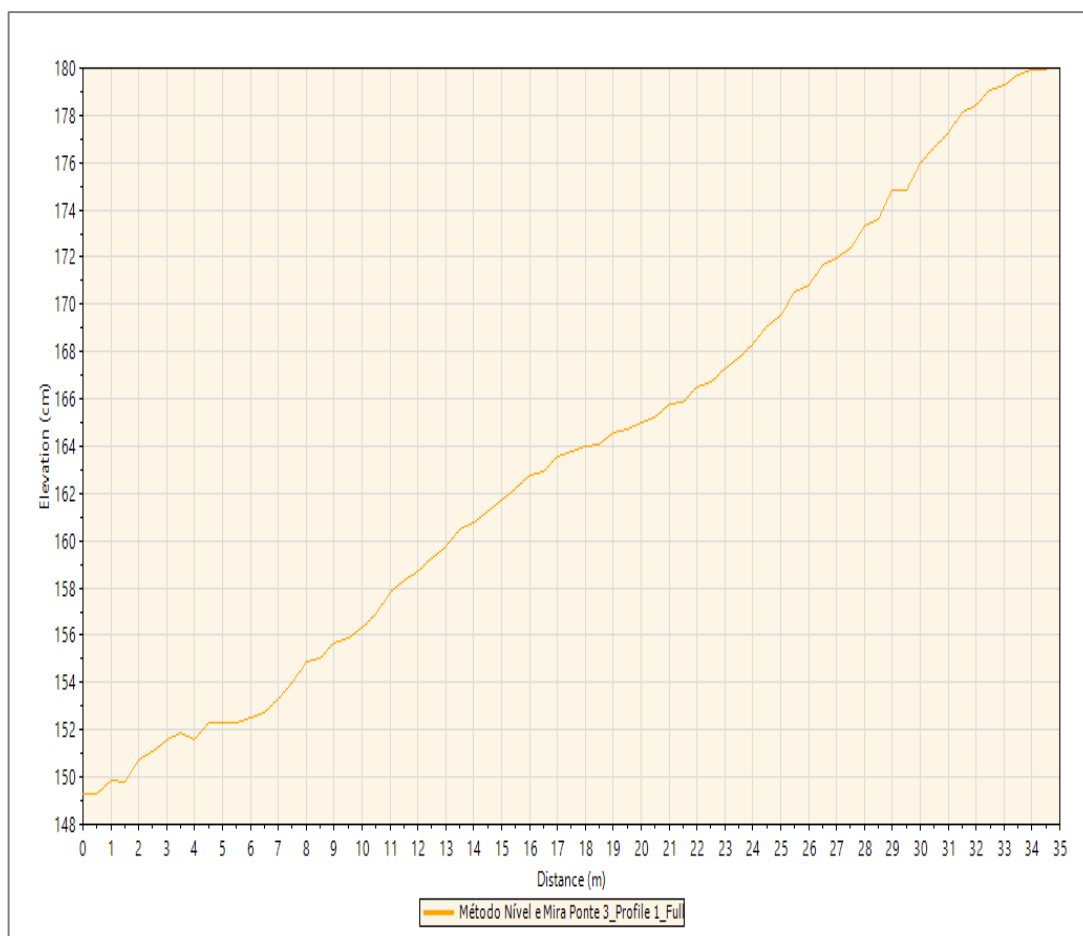
Figura 59: Resultado do IRI na Ponte 1.



Fonte: SmartIRI.

Para fins de validação da metodologia, a Ponte 1 foi uma das três pontes onde foi realizado o Método Nível e Mira. Muliterno et al. (2019) realizaram a análise das condições do pavimento sobre a ponte através do Método Nível e Mira, visando a calibração do uso de *smartphones*. A Figura 60 apresenta o perfil encontrado para a ponte, sendo que o valor do IRI foi obtido através do *software* ProVAL 3.61. A Tabela 10 apresenta os resultados obtidos.

Figura 60: Perfil da Ponte 1 pelo ProVAL para o Método Nível e Mira.



Fonte: Muliterno et al. (2019).

Tabela 10: Resultado do IRI para a Ponte 1.

MÉTODO	IRI
<b>SmartIRI</b>	4,23 m/km
<b>Nível e Mira</b>	4,05 m/km

Fonte: autora.

## 4.2 Ponte 2

A Ponte 2 está sobre Rio Lajeado dos Ivos, cuja localização no mapa foi exposta na Figura 32. Ela está localizada na BR 470 - km 70,70 e possui 120 metros de comprimento. Ressalta-se que, para fins de cálculo do coeficiente pelos códigos normativos, foi considerada a média dos vãos da ponte (24 metros de vão). A Figura 61 apresenta a referida ponte.

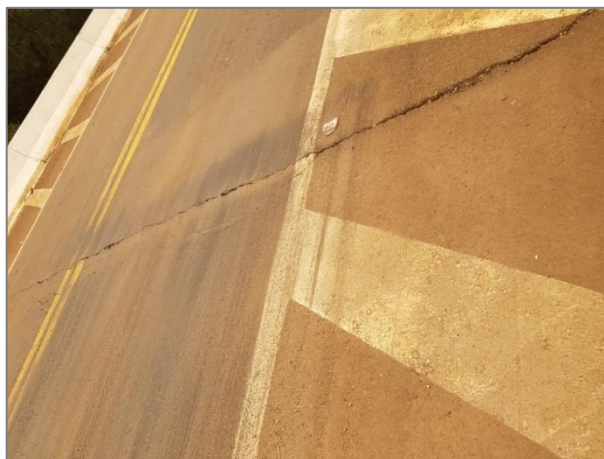
Figura 61: Ponte 2.



Fonte: autora.

A ponte apresenta, visualmente falando, boas condições, tanto estruturais quanto de pavimento. A condições de entrada está demonstrada na Figuras 62.

Figura 62: Condições de entrada da Ponte 2.



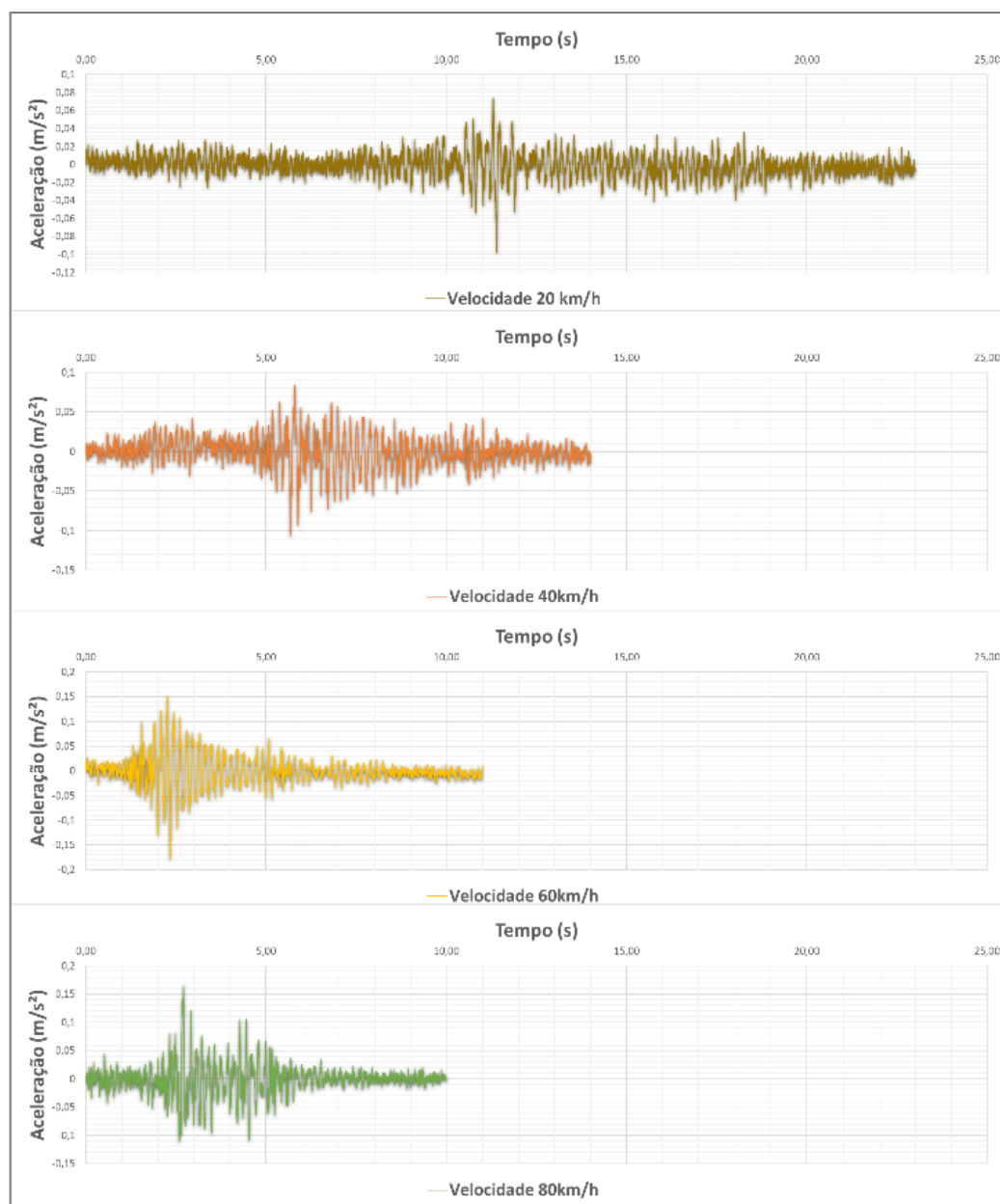
Fonte: autora.

#### 4.2.1 Resposta dos sinais de aceleração

A seguir são apresentados os resultados obtidos para o ensaio realizado com o veículo de teste. O ensaio realizado duas vezes, objetivando a segurança e confiabilidade dos resultados. Ou seja, foram realizadas oito passagens na ponte, duas com cada velocidade.

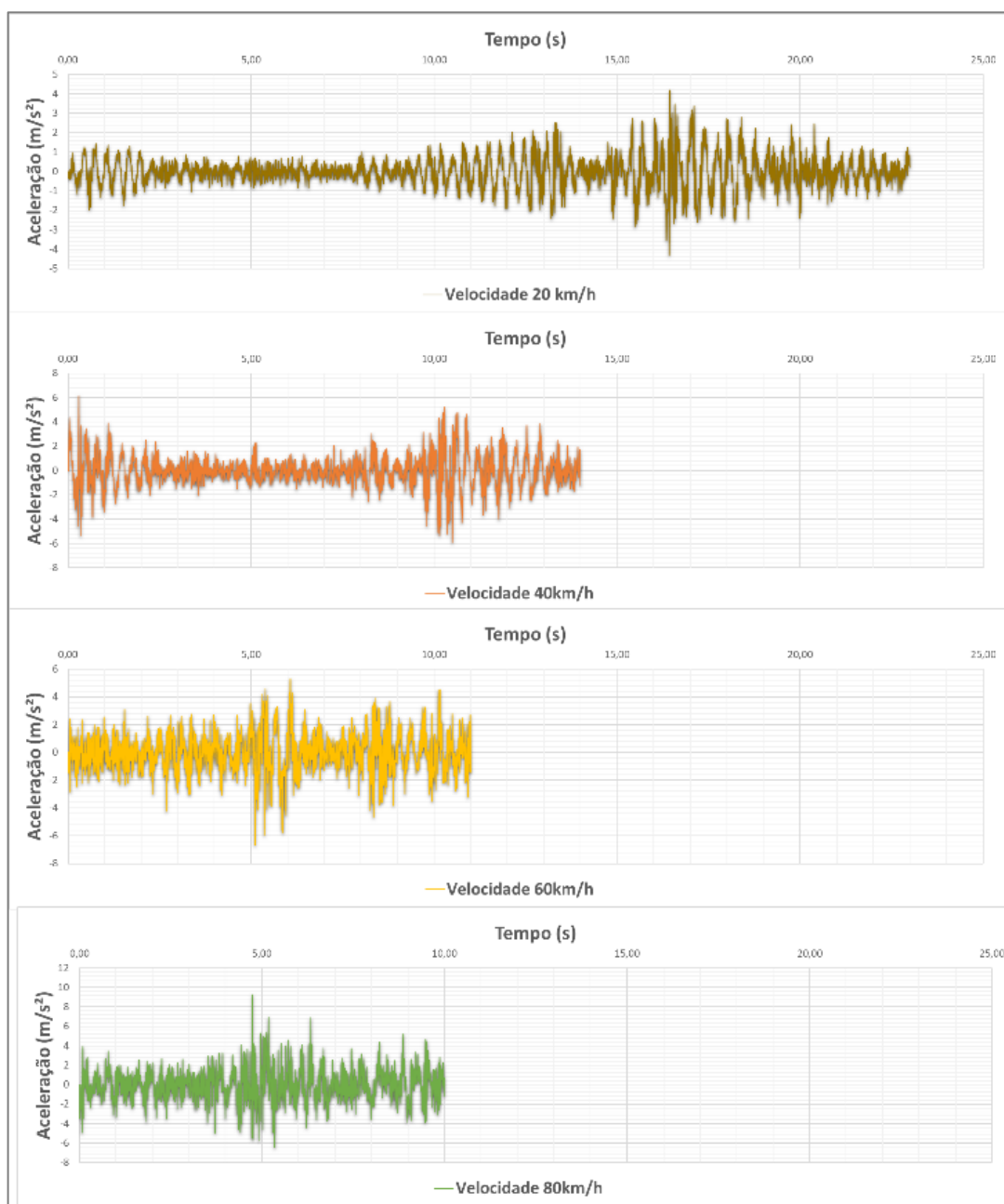
A Figura 63 apresenta os resultados para o equipamento instalado na ponte e a Figura 64 para o equipamento instalado no veículo, para o primeiro ensaio.

Figura 63: Ponte 2 – Primeiro ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte.



Fonte: autora.

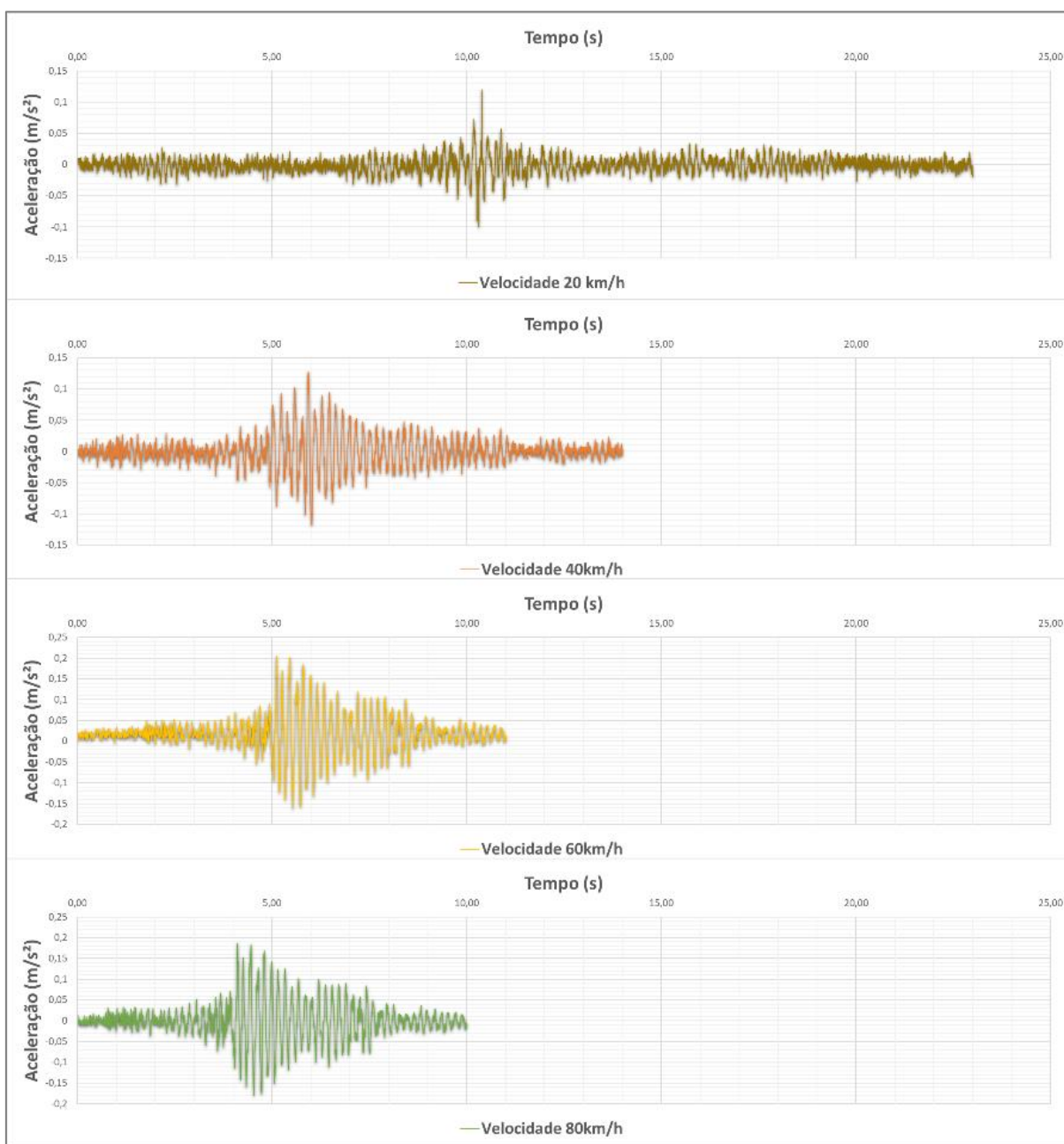
Figura 64: Ponte 2 – Primeiro ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo.



Fonte: autora.

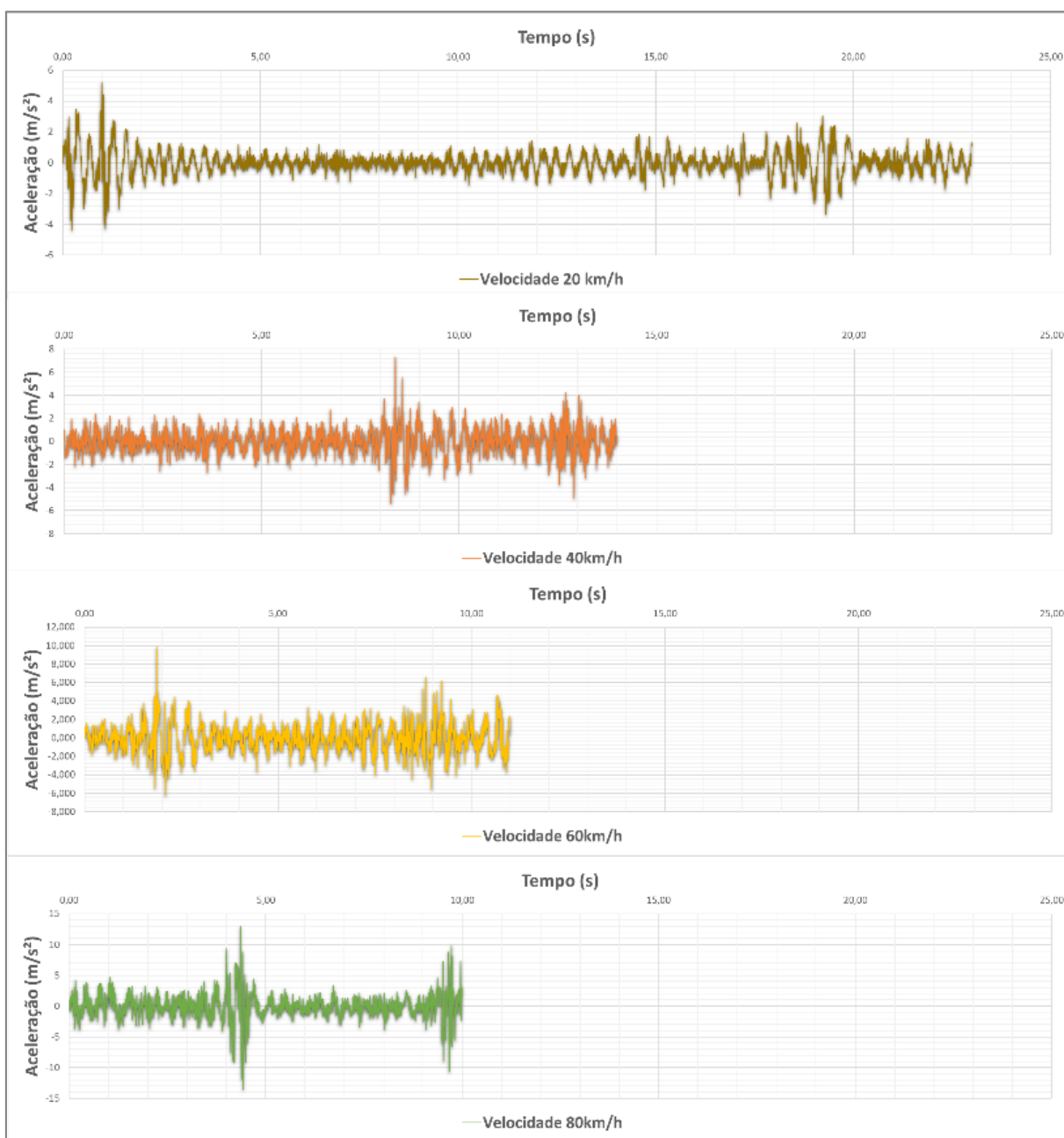
A Figura 65 apresenta os resultados para o equipamento instalado na ponte e a Figura 66 para o equipamento instalado no caminhão, para o segundo ensaio.

Figura 65: Ponte 2 – Segundo ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 66: Ponte 2 – Segundo ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo.



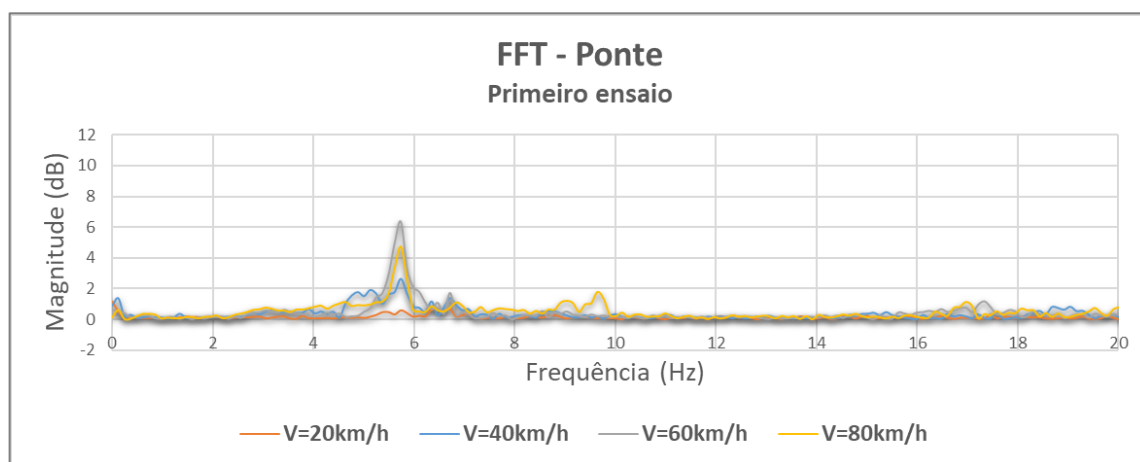
Fonte: autora.

#### 4.2.2 Transformada Rápida de Fourier (FFT)

A seguir são apresentados os resultados obtidos para a Transformada Rápida de Fourier (FFT) em cada velocidade, limitada até a frequência de 20Hz. A Figura 67 apresenta a FFT para o equipamento instalado na ponte e a Figura 68, para o equipamento instalado no veículo, para o primeiro ensaio.

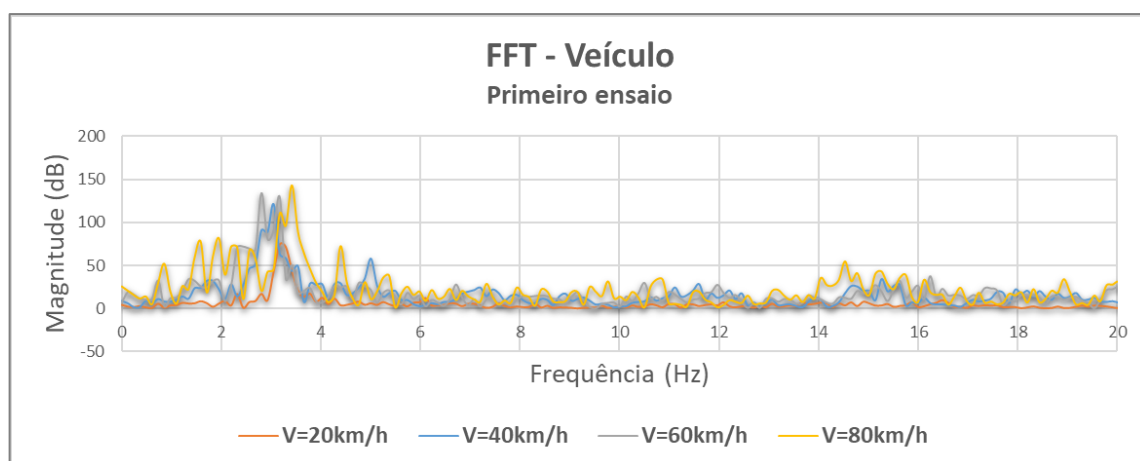


Figura 67: Ponte 2 – Primeiro ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado na ponte com a travessia do veículo de teste.



Fonte: autora.

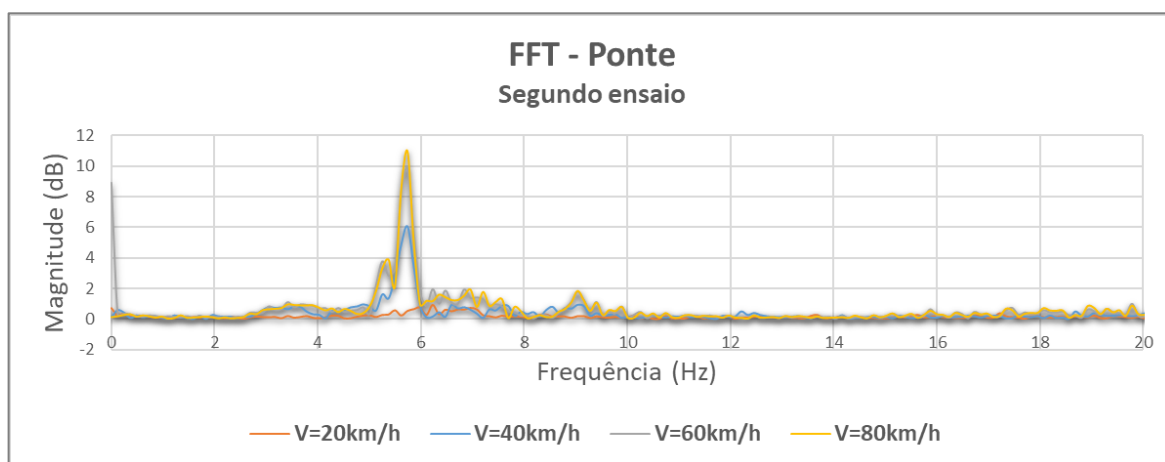
Figura 68: Ponte 2 – Primeiro ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado no veículo de teste.



Fonte: autora.

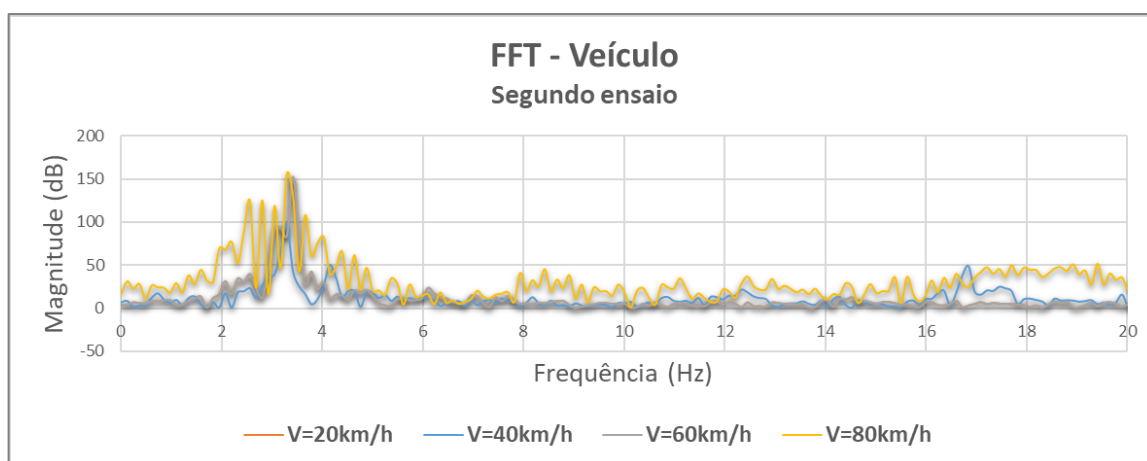
A Figura 69 apresenta a FFT para o equipamento instalado na ponte e a Figura 70, para o equipamento instalado no veículo, para o segundo ensaio.

Figura 69: Ponte 2 – Segundo ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado na ponte com a travessia do veículo de teste.



Fonte: autora.

Figura 70: Ponte 2 – Segundo ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado no veículo de teste.

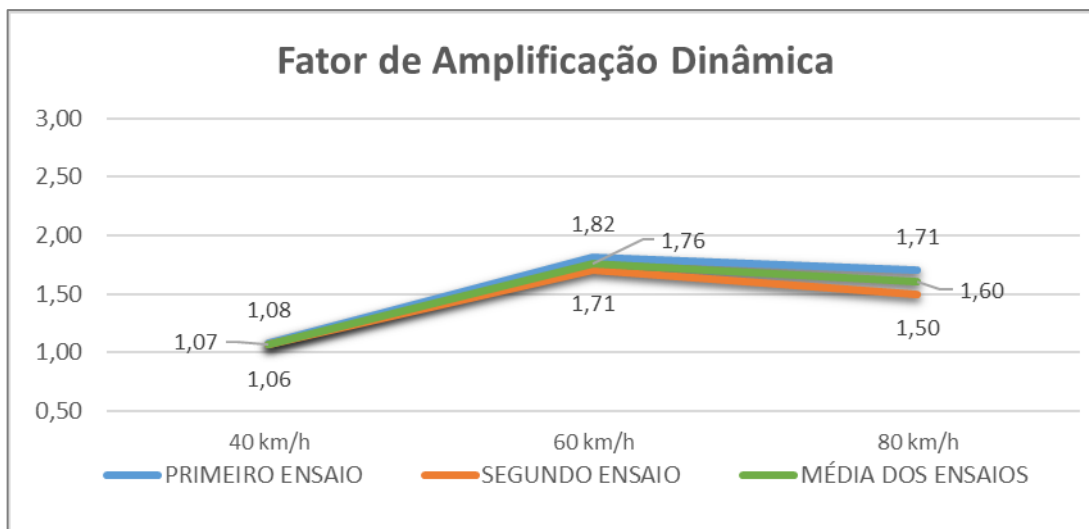


Fonte: autora.

### 4.2.3 Fator de Amplificação Dinâmica

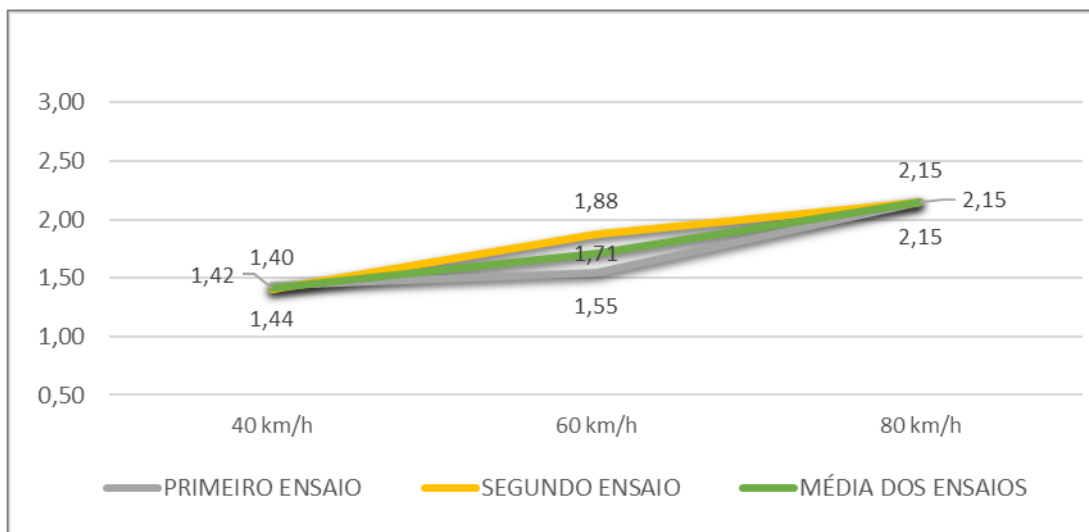
A seguir são expostos os resultados obtidos quanto ao Fator de Amplificação Dinâmica (Figura 71) e impacto no veículo (Figura 72).

Figura 71: Valores de FAD obtidos para a Ponte 2.



Fonte: autora.

Figura 72: Impacto no veículo para a Ponte 2.



Fonte: autora.

#### 4.2.4 Irregularidade do Pavimento

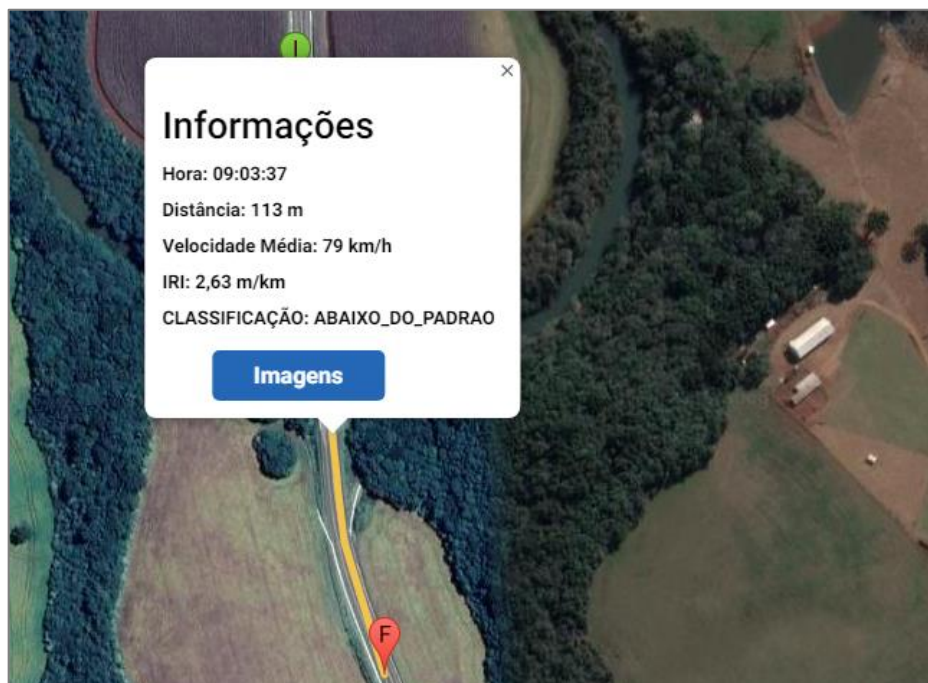
Conforme exposto no capítulo anterior, o IRI do pavimento sobre a ponte foi obtido através da utilização do *smartphone* munido da aplicação SmartIRI. A Figura 73 apresenta o trecho percorrido para o ensaio, e a Figura 74 apresenta o resultado do IRI na Ponte 2.

Figura 73: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 2.



Fonte: SmartIRI.

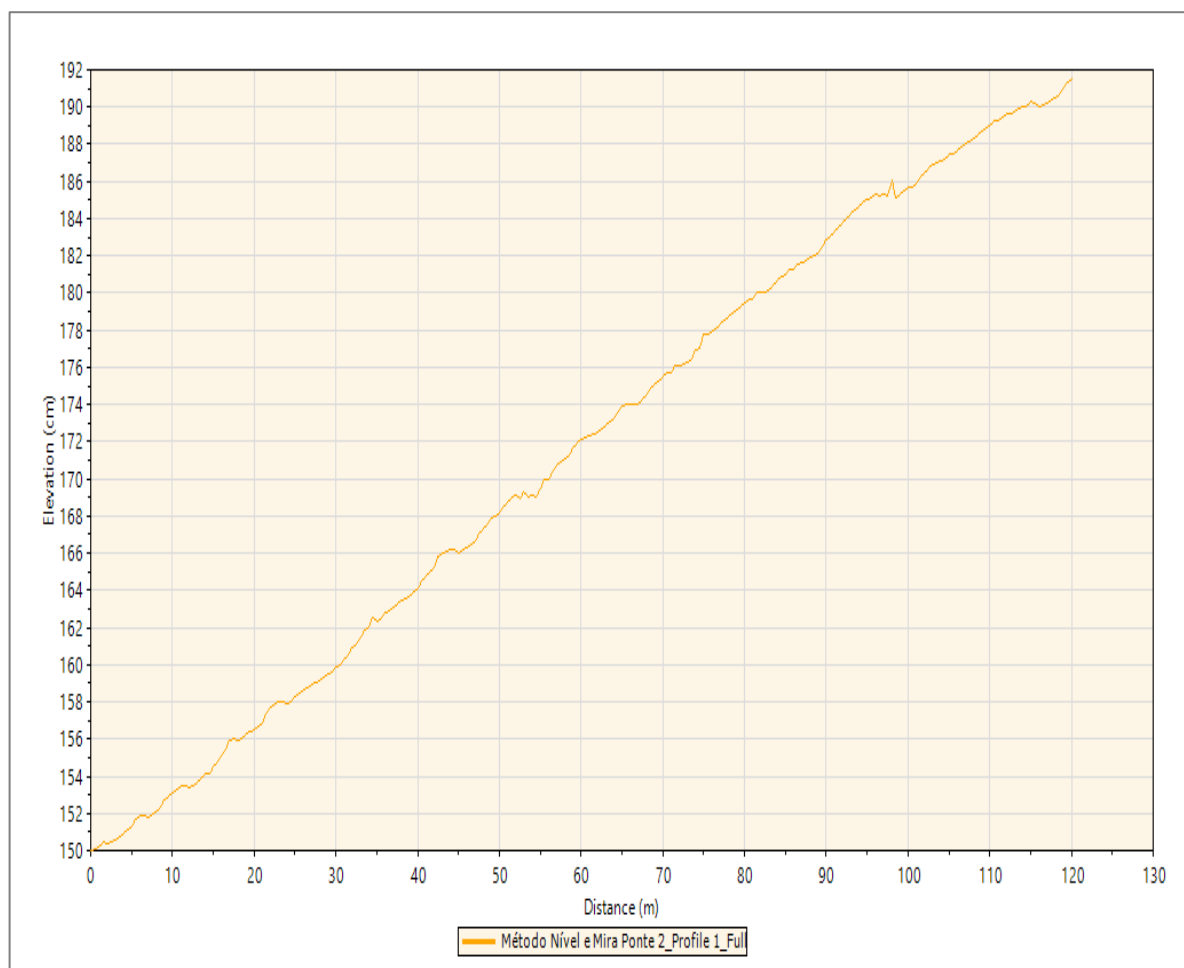
Figura 74: Resultado do IRI na Ponte 2.



Fonte: SmartIRI.

Para fins de validação da metodologia, a Ponte 2 foi a segunda das três pontes onde foi realizado o Método Nível e Mira. A Figura 75 apresenta o perfil encontrado para a ponte, sendo que o valor do IRI foi obtido através do *software* ProVAL. A Tabela 11 apresenta dos resultados obtidos.

Figura 75: Perfil pelo ProVAL para o Método Nível e Mira.



Fonte: Muliterno et al. (2019).

Tabela 11: Resultado do IRI para Ponte 2.

MÉTODOS	IRI
SmartIRI	2,63 m/km
Nível e Mira	2,44 m/km

Fonte: autora.

### 4.3 Ponte 3

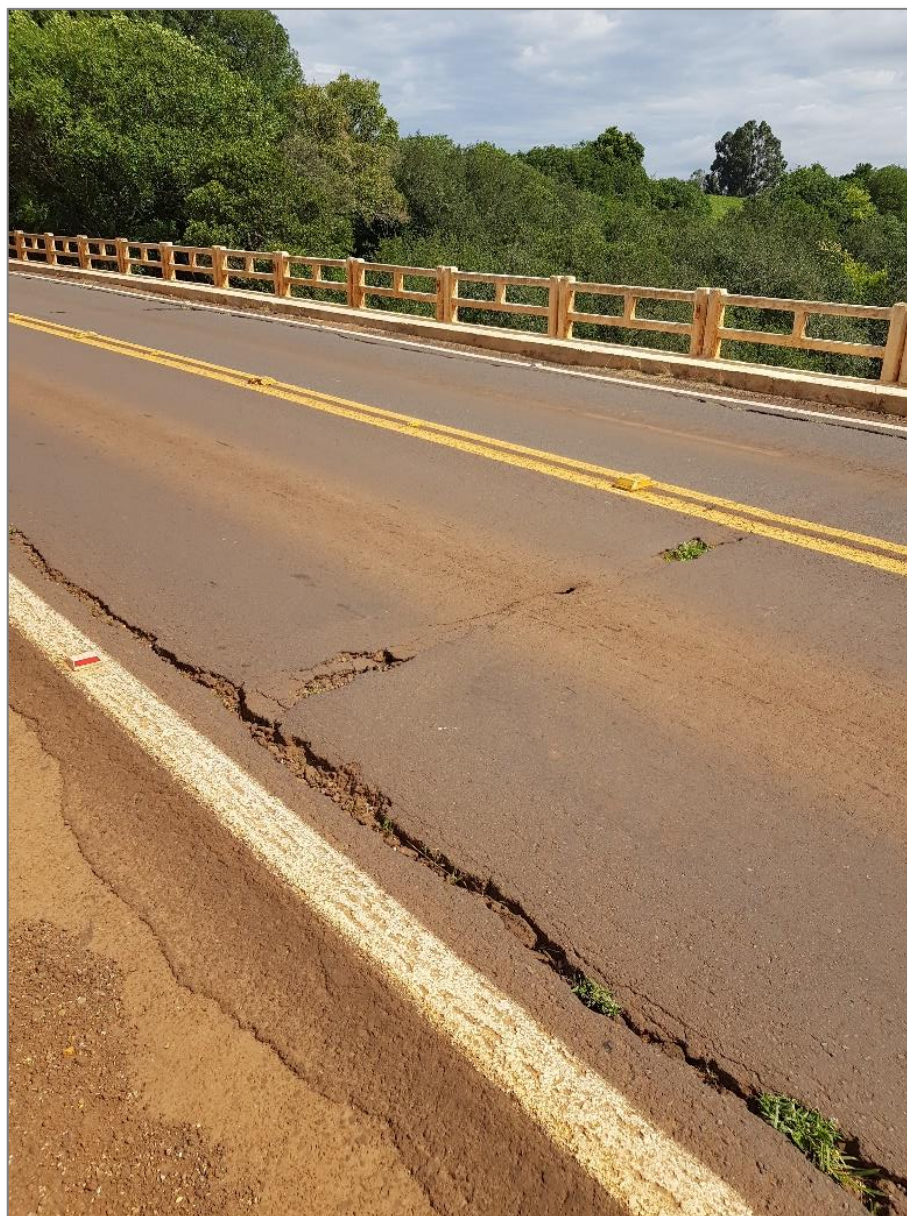
A Ponte 3 está sobre o Rio Santa Rita, cuja localização no mapa foi exposta na Figura 32. Ela está localizada na BR 285 - km 172,10 e possui 58,60 metros de comprimento. A Figura 76 apresenta a referida ponte, e a Figura 77 as condições da mesma. Pelas imagens, pode-se observar que uma descontinuidade nas condições de entrada na estrutura, bem como problemas como trincas no pavimento.

Figura 76: Ponte 3.



Fonte: autora.

Figura 77: Ponte 3.

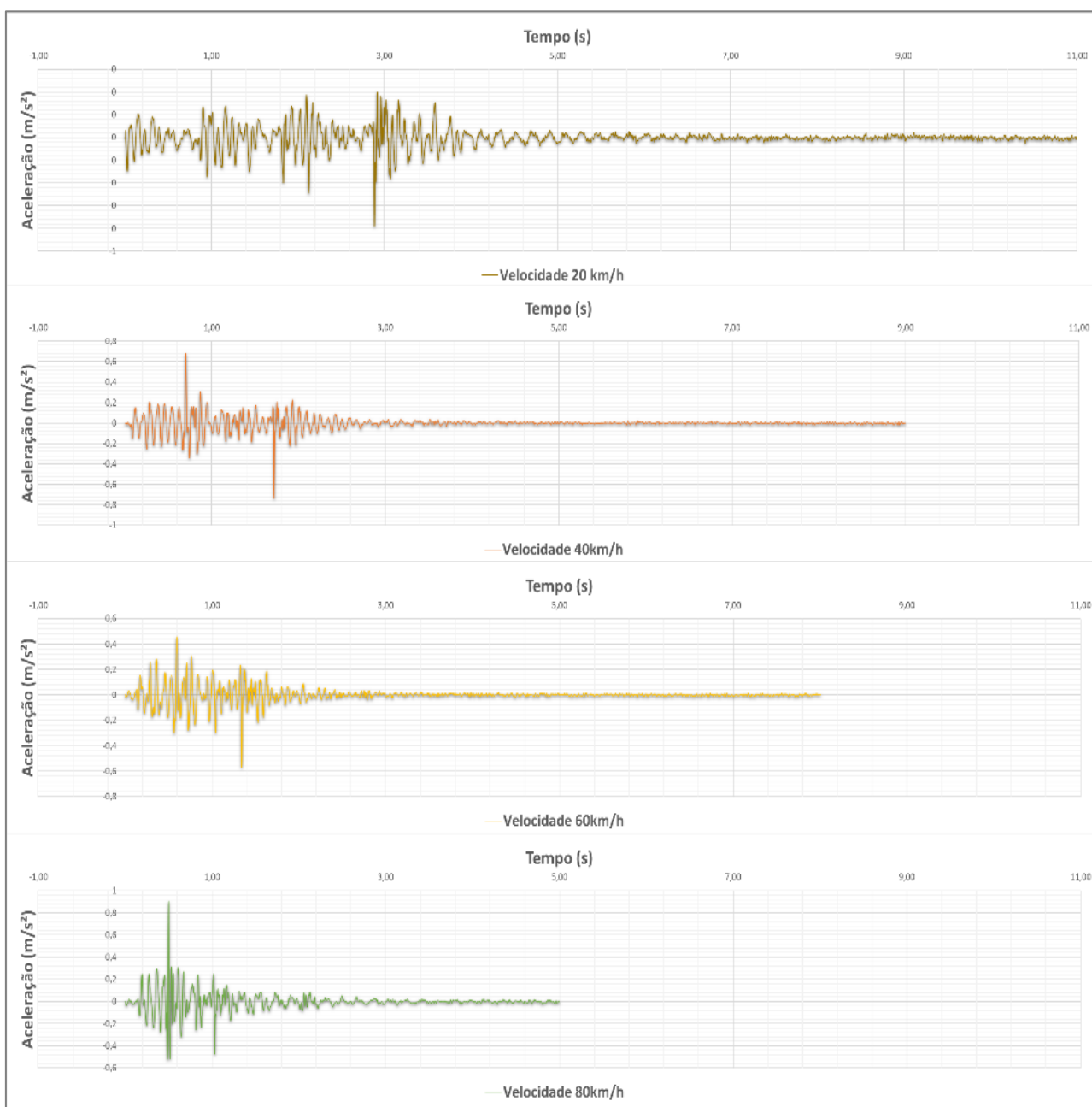


Fonte: autora.

#### 4.3.1 Resposta dos sinais de aceleração

A seguir são apresentados os resultados obtidos para o ensaio realizado com o veículo de teste. Como na Ponte 2, o ensaio foi realizado duas vezes, objetivando a segurança e confiabilidade dos resultados. Ou seja, foram realizadas oito passagens na ponte, duas com cada velocidade. A Figura 78 apresenta os resultados para o equipamento instalado na ponte e a Figura 79 para o equipamento instalado no veículo, para o primeiro ensaio.

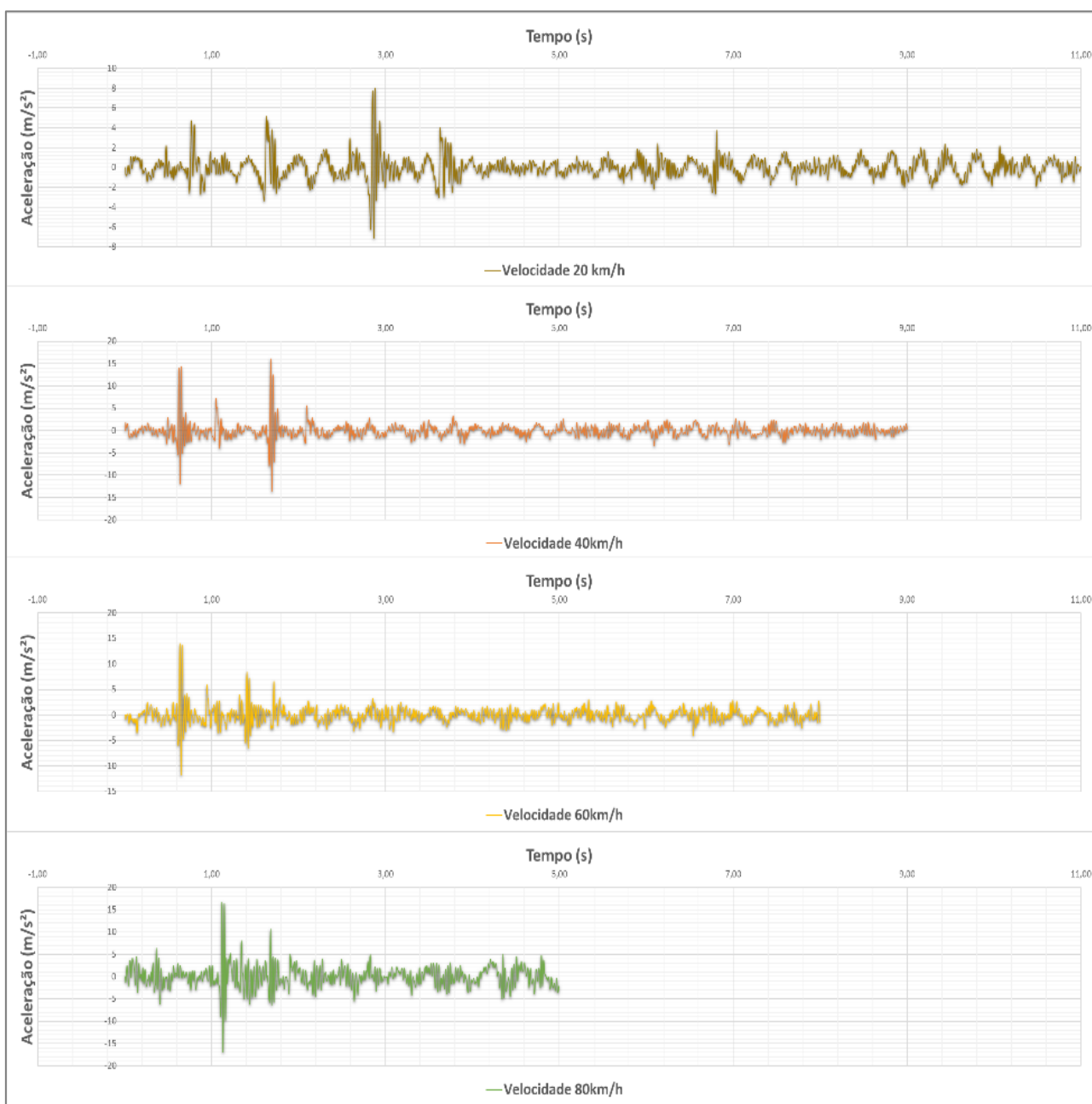
Figura 78: Ponte 3 – Primeiro ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte.



Fonte: autora.



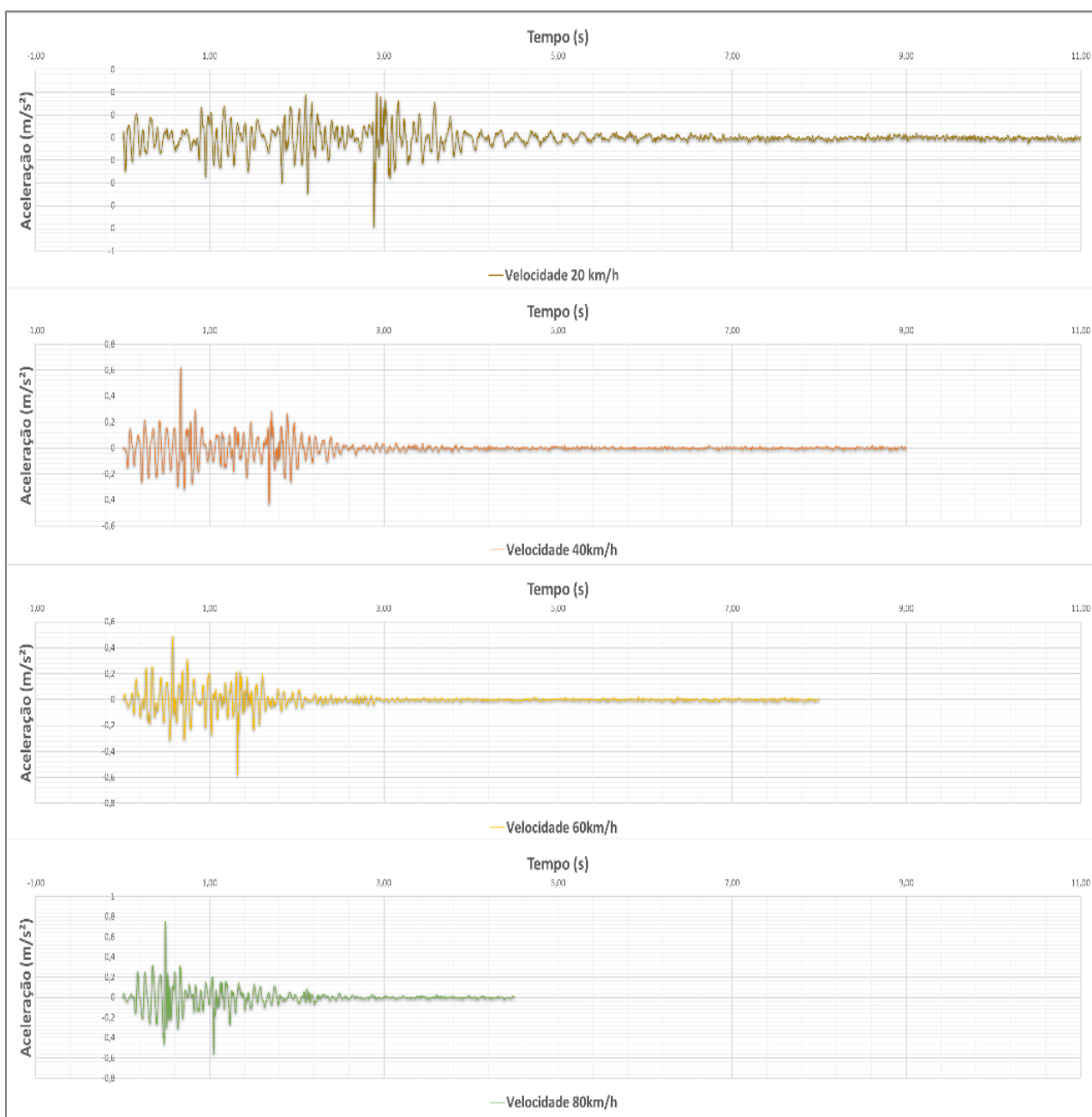
Figura 79: Ponte 3 – Primeiro ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo.



Fonte: autora.

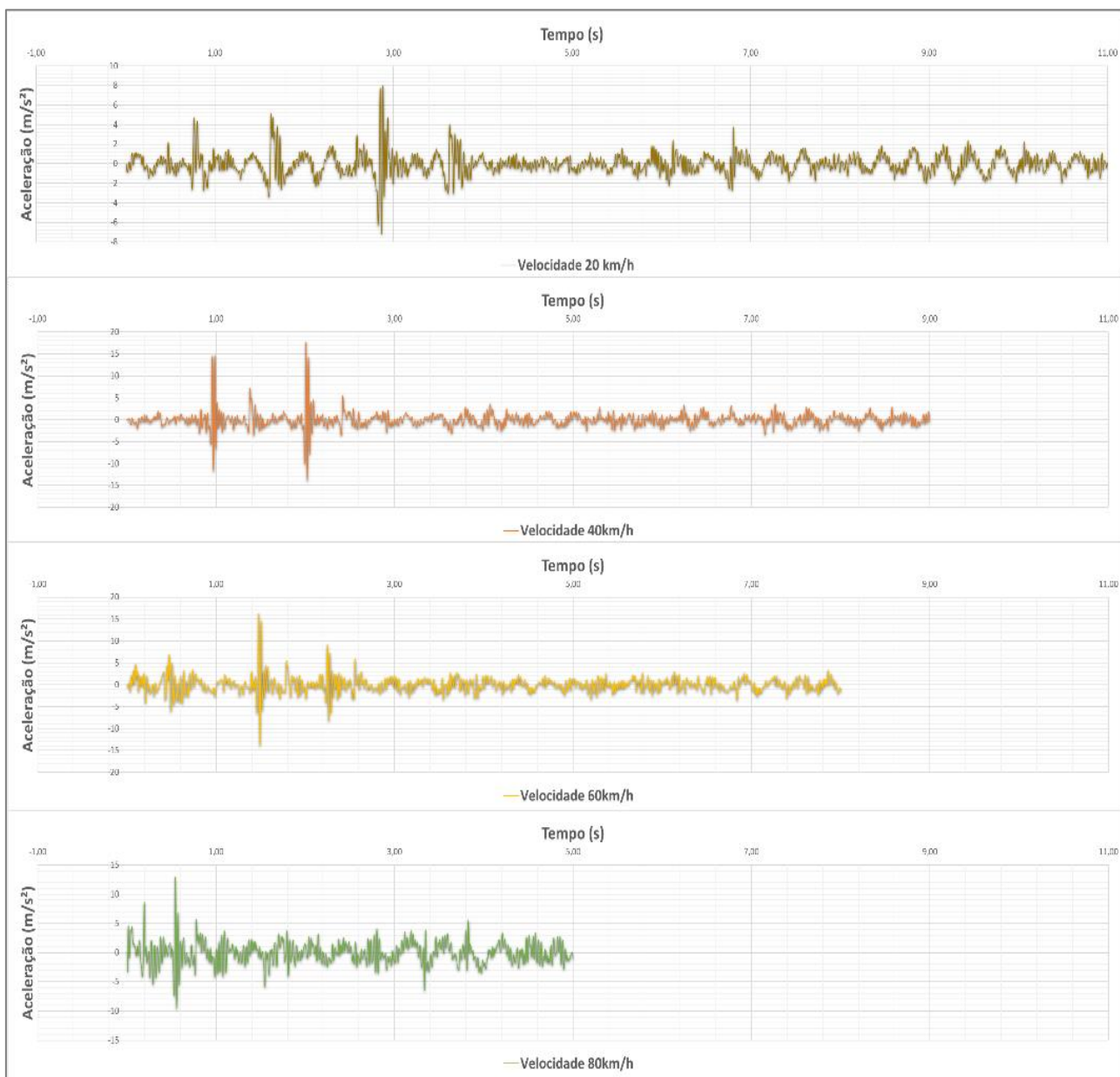
A Figura 80 apresenta os resultados para o equipamento instalado na ponte e a Figura 81 para o equipamento instalado no caminhão, para o segundo ensaio.

Figura 80: Ponte 3 – Segundo ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 81: Ponte 3 – Segundo ensaio, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo.

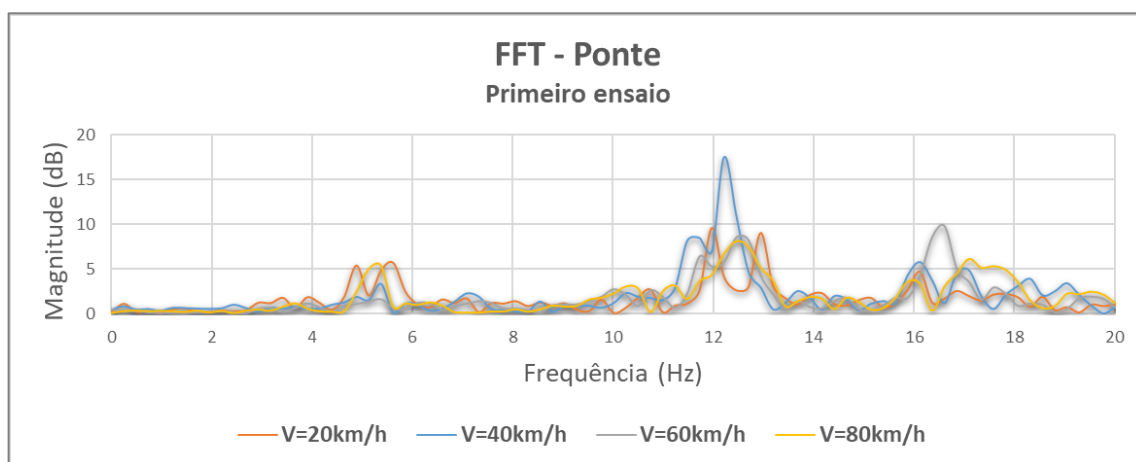


Fonte: autora.

#### 4.3.2 Transformada Rápida de Fourier (FFT)

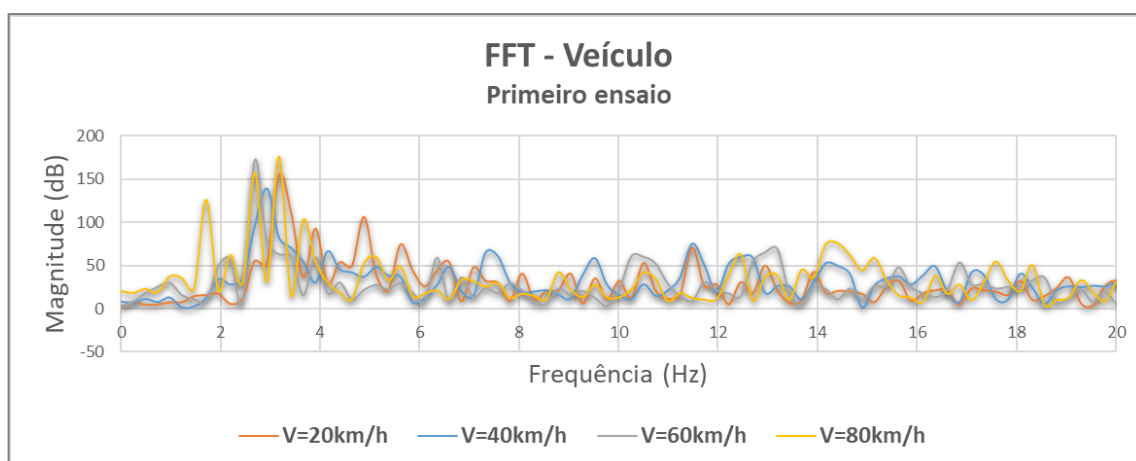
A seguir são apresentados os resultados obtidos para a Transformada Rápida de Fourier (FFT) em cada velocidade, limitada até a frequência de 20Hz. A Figura 82 apresenta a FFT para o equipamento instalado na ponte e a Figura 83, para o equipamento instalado no veículo, para o primeiro ensaio.

Figura 82: Ponte 3 – Primeiro ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado na ponte.



Fonte: autora.

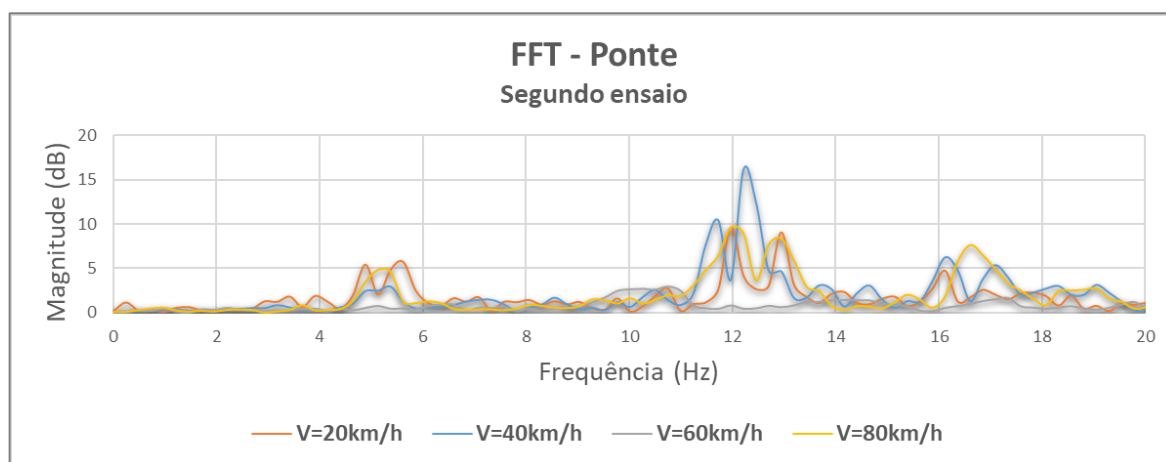
Figura 83: Ponte 3 – Primeiro ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado no veículo de teste.



Fonte: autora.

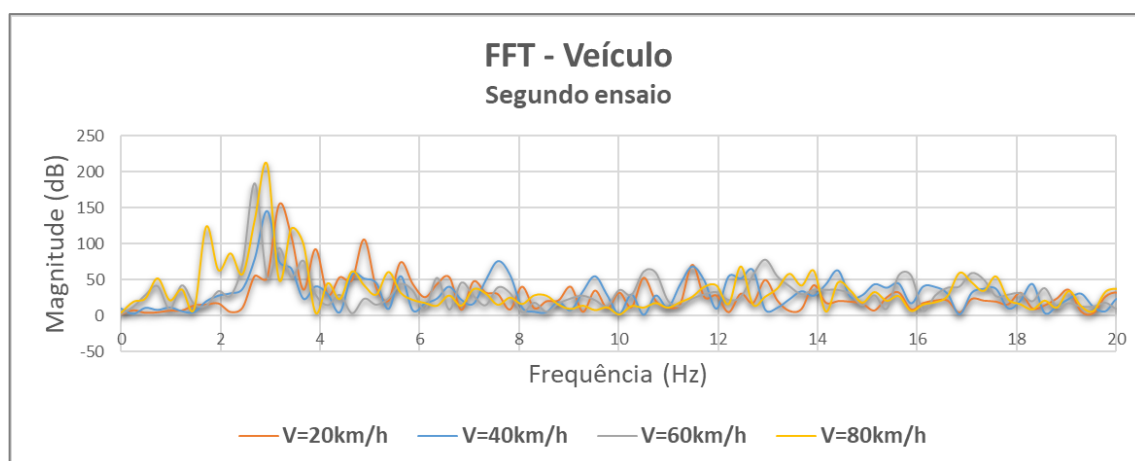
A Figura 84 apresenta a FFT para o equipamento instalado na ponte e a Figura 85, para o equipamento instalado no veículo, para o segundo ensaio.

Figura 84: Ponte 3 – Segundo ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 85: Ponte 3 – Segundo ensaio, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado no veículo de teste.

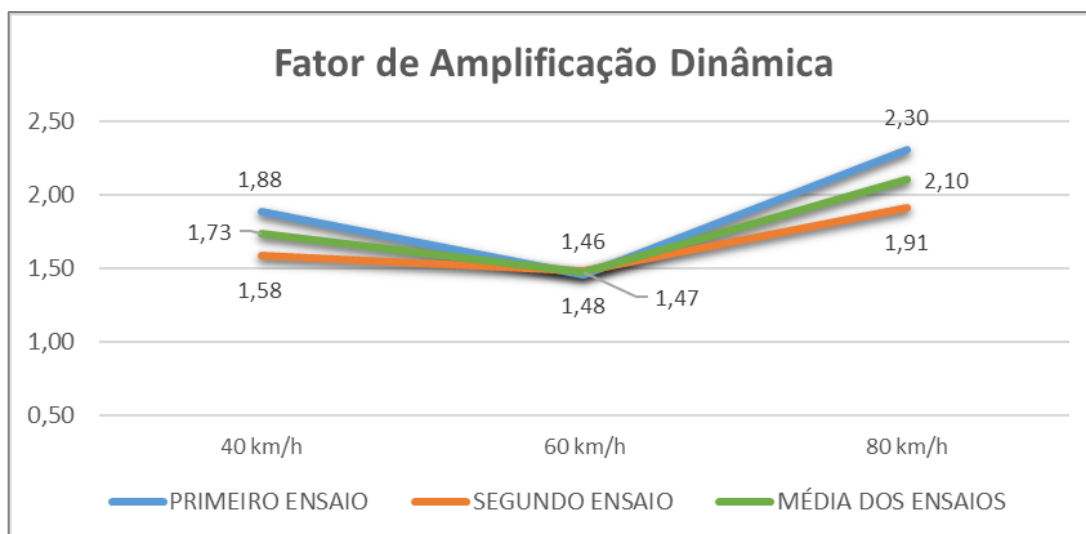


Fonte: autora.

### 4.3.3 Fator de Amplificação Dinâmica

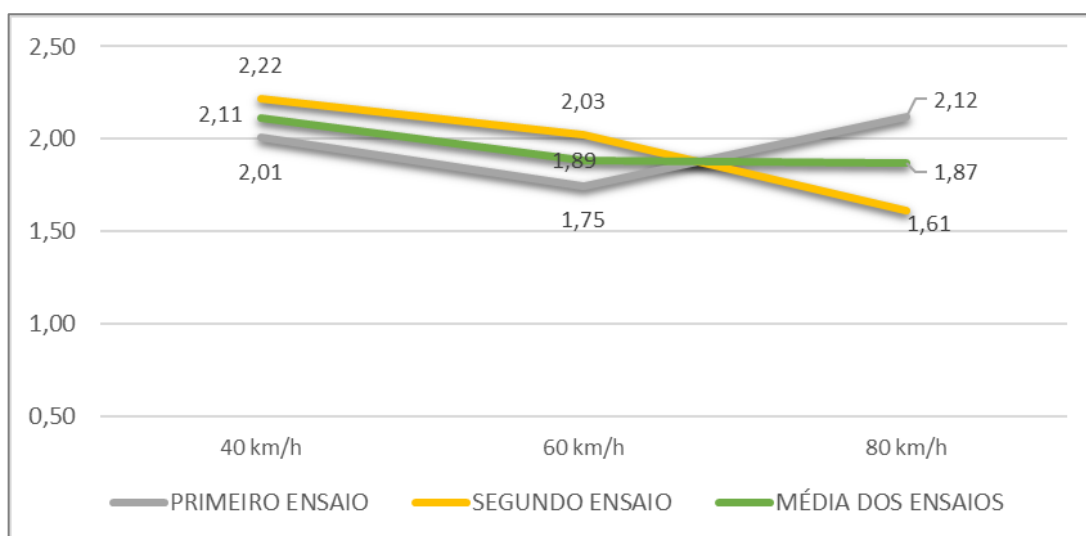
A seguir são apresentados os resultados obtidos quanto ao Fator de Amplificação Dinâmica (Figura 86) e impacto no veículo (Figura 87).

Figura 86: Valores de FAD obtidos para a Ponte 3.



Fonte: autora.

Figura 87: Impacto no veículo para a Ponte 3.



Fonte: autora.

#### 4.3.4 Irregularidade do Pavimento

Conforme exposto no capítulo anterior, o IRI do pavimento sobre a ponte foi obtido através da utilização do *smartphone* munido da aplicação SmartIRI. A Figura 88 apresenta o trecho percorrido para o ensaio, e a Figura 89 apresenta o resultado do IRI na Ponte 3.

Figura 88: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 3.



Fonte: SmartIRI.

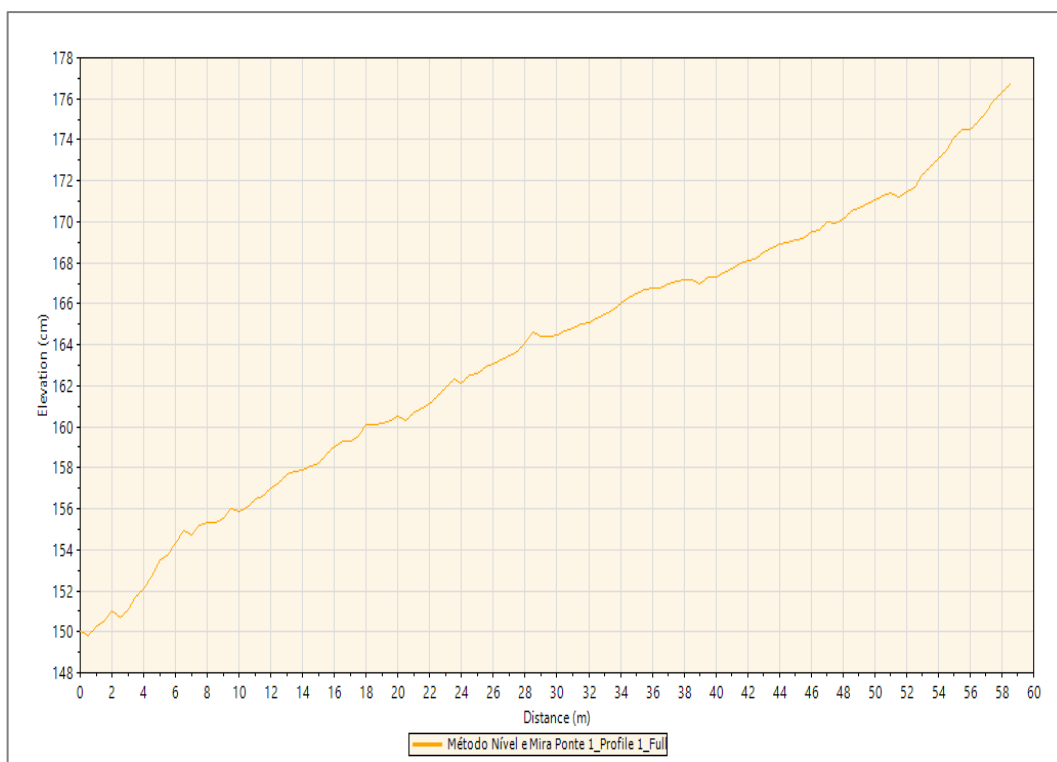
Figura 89: Resultado do IRI na Ponte 3.



Fonte: SmartIRI.

Para fins de validação da metodologia, a Ponte 3 foi a última das três pontes onde foi realizado o Método Nível e Mira. A Figura 90 apresenta o perfil encontrado para a ponte, sendo que o valor do IRI foi obtido através do *software* ProVAL 3.61. A Tabela 12 apresenta dos resultados obtidos.

Figura 90: Perfil pelo ProVAL para o Método Nível e Mira.



Fonte: Muliterno et al. (2019).

Tabela 12: Resultado do IRI para Ponte 3.

MÉTODO	IRI
SmartIRI	3,13 m/km
Nível e Mira	3,05 m/km

Fonte: autora.

#### 4.4 Ponte 4

A Ponte 4 está sobre Rio Forquilha, cuja localização no mapa foi exposta na Figura 32. Ela está localizada na ERS 126 - km 105,01 e possui 51 metros de comprimento. A Figura 91 apresenta a referida ponte.



Figura 91: Ponte 4.

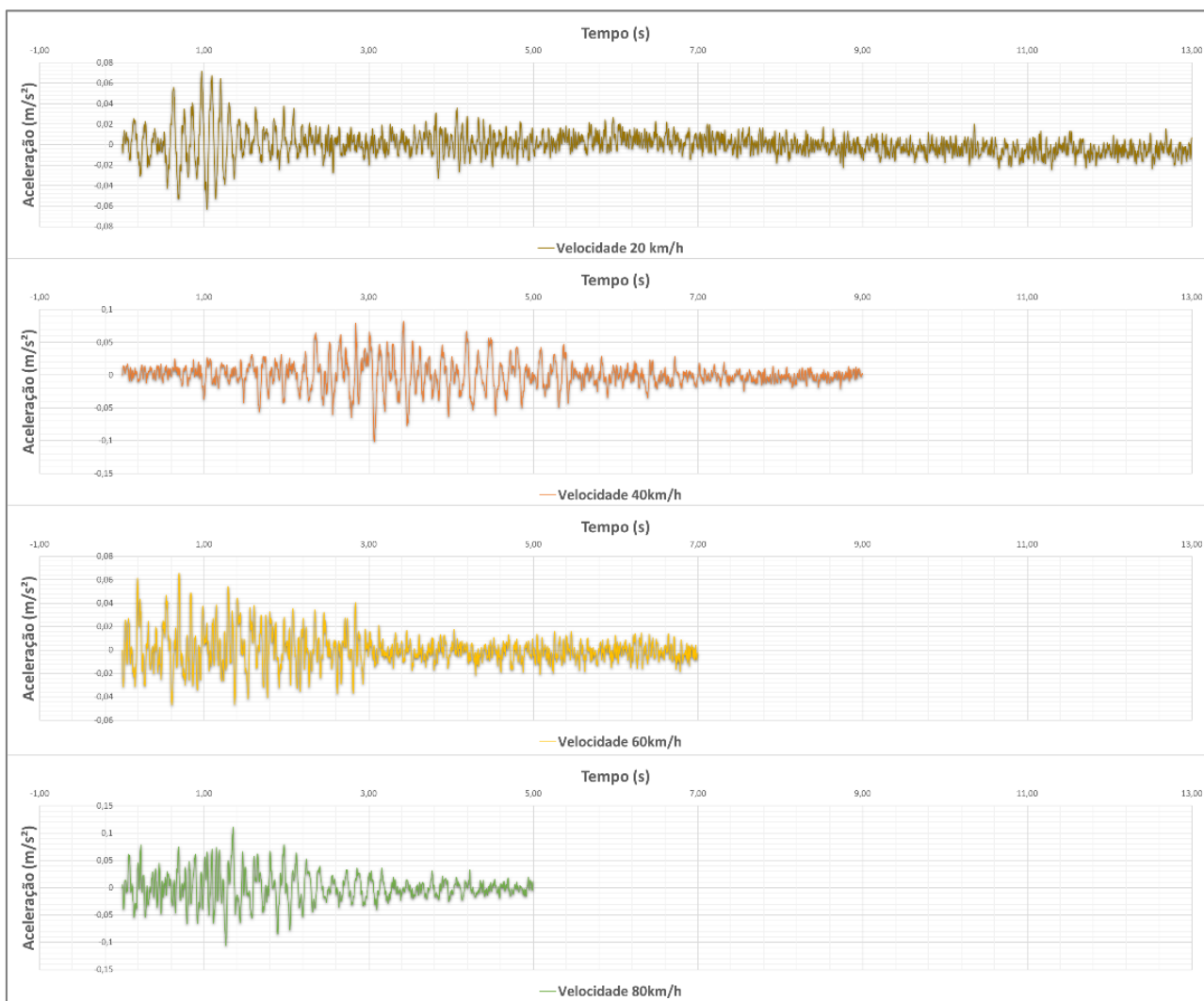


Fonte: autora.

#### **4.4.1 Resposta dos sinais de aceleração**

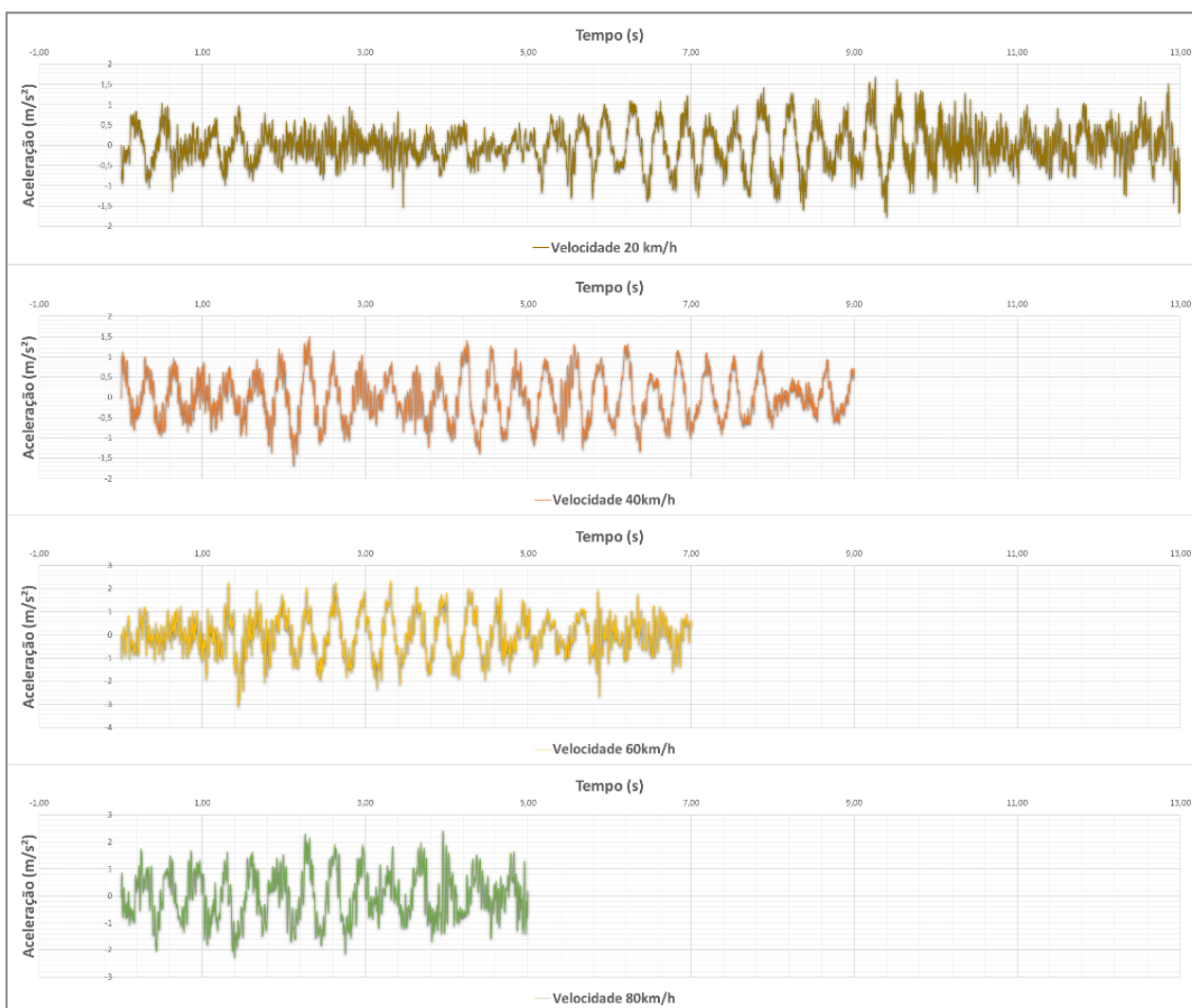
A seguir são apresentados os resultados obtidos para o ensaio realizado com o veículo de teste. O ensaio foi realizado uma vez, ou seja, foram realizadas quatro passagens na ponte, uma com cada velocidade. A Figura 92 apresenta os resultados para o equipamento instalado na ponte e a Figura 93 para o equipamento instalado no veículo.

Figura 92: Ponte 4, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 93: Ponte 4, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo.

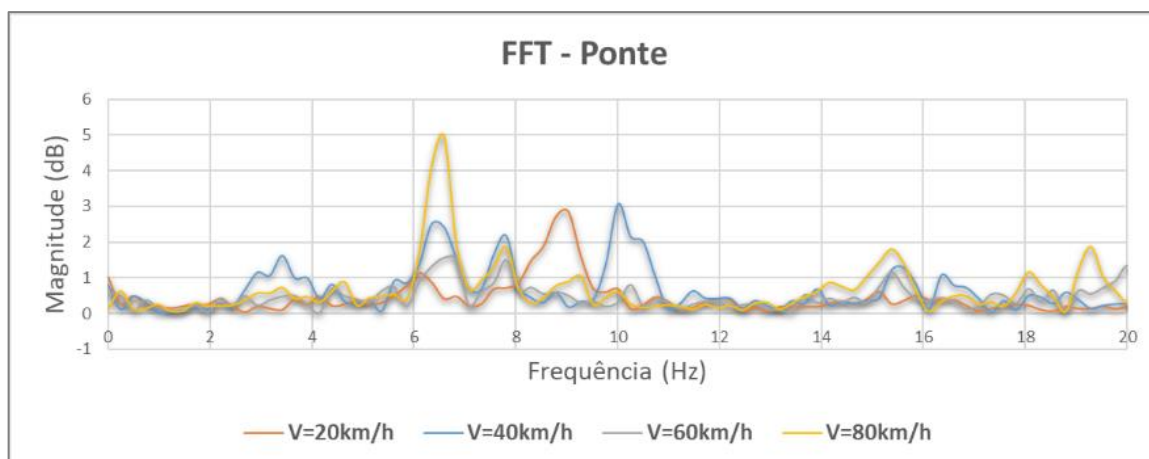


Fonte: autora.

#### 4.4.2 Transformada Rápida de Fourier (FFT)

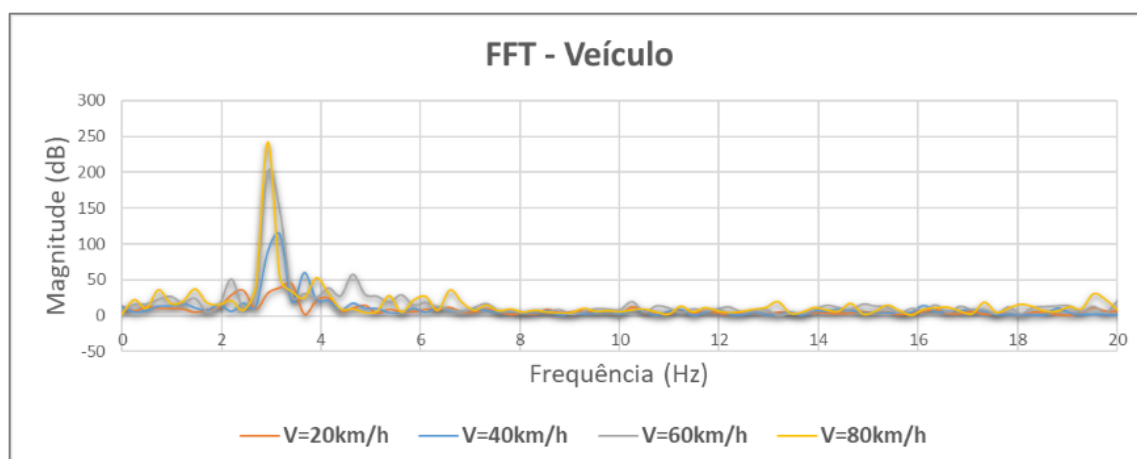
A seguir são apresentados os resultados obtidos para a Transformada Rápida de Fourier (FFT) em cada velocidade, limitada até a frequência de 20Hz. A Figura 94 apresenta a FFT para o equipamento instalado na ponte e a Figura 95, para o equipamento instalado no veículo.

Figura 94: Ponte 4, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 95: Ponte 4, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado no veículo de teste.

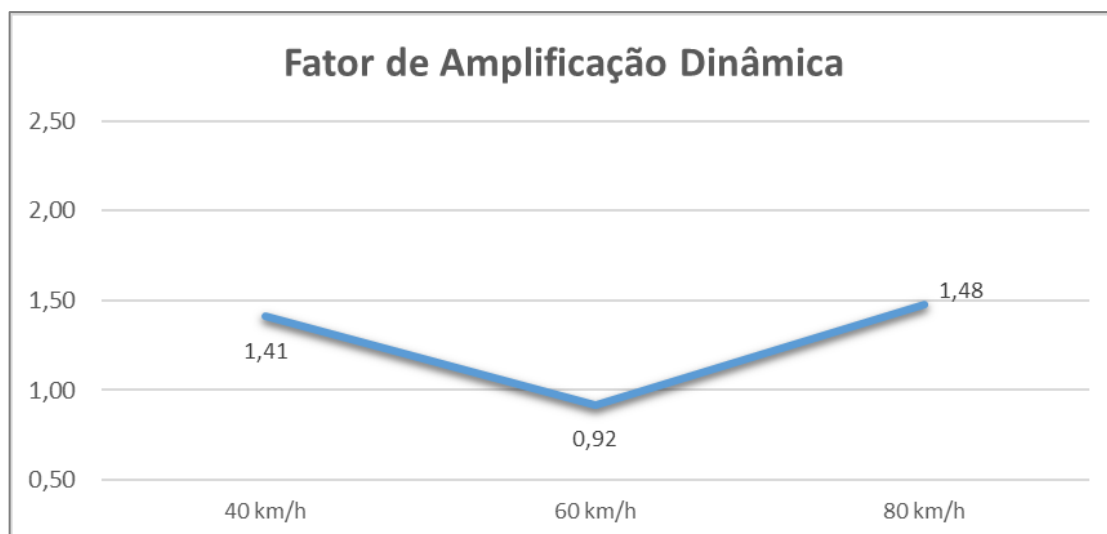


Fonte: autora.

#### 4.4.3 Fator de Amplificação Dinâmica

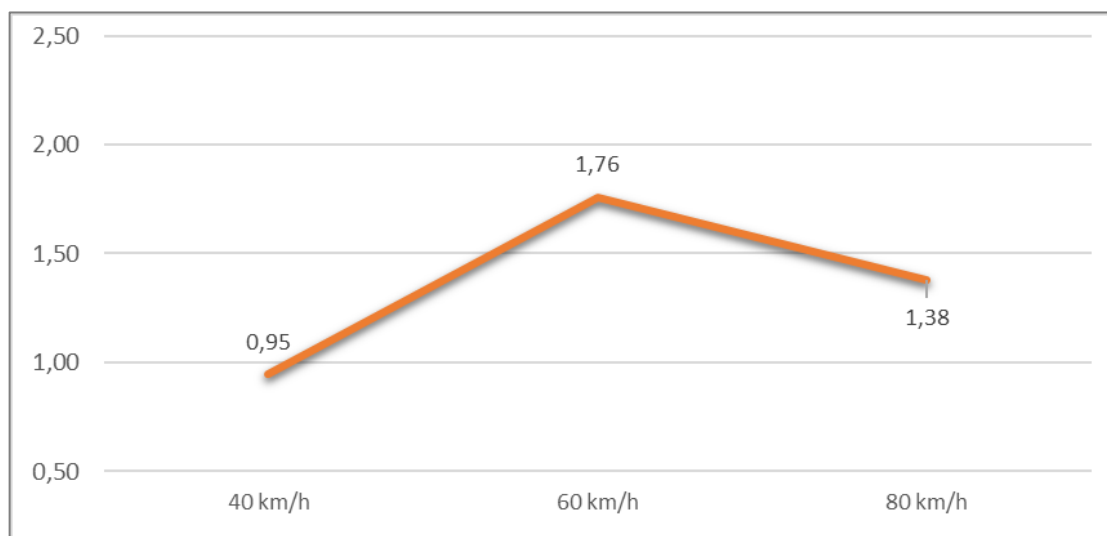
A seguir são apresentados os resultados obtidos quanto ao Fator de Amplificação Dinâmica (Figura 96) e impacto no veículo (Figura 97).

Figura 96: Valores de FAD obtidos para a Ponte 4.



Fonte: autora.

Figura 97: Impacto no veículo para a Ponte 4.

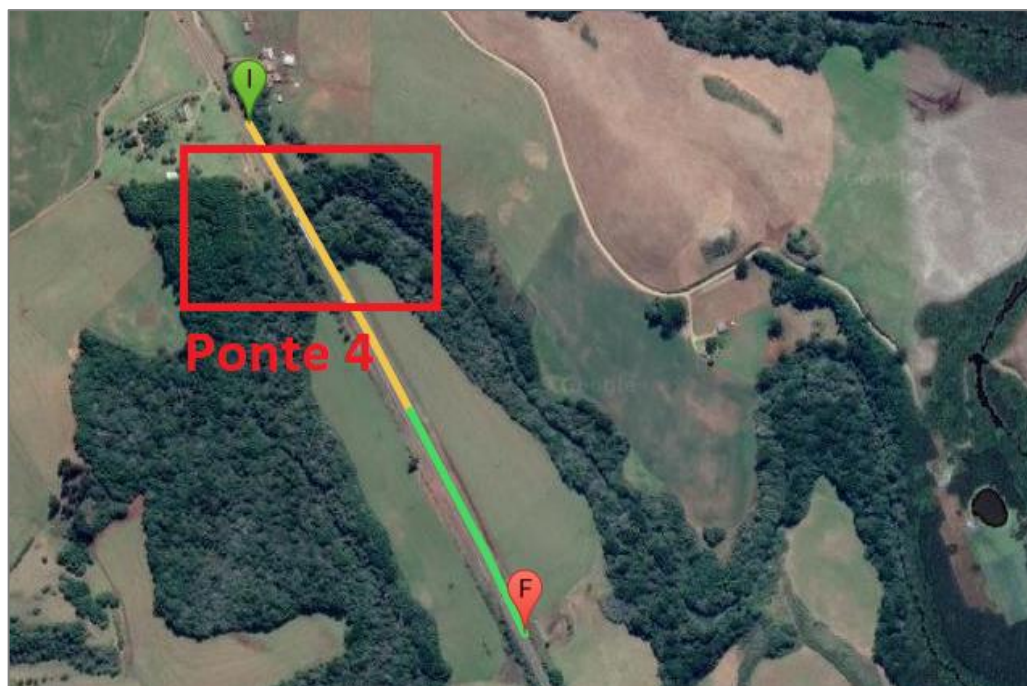


Fonte: autora.

#### 4.4.4 Irregularidade do Pavimento

A Figura 98 apresenta o trecho percorrido para o ensaio, e a Figura 99 apresenta o resultado do IRI na Ponte 4.

Figura 98: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 4.



Fonte: SmartIRI.

Figura 99: Resultado do IRI na Ponte 4.



Fonte: SmartIRI.

#### 4.5 Ponte 5

A Ponte 5 está sobre Rio Ligeiro, cuja localização no mapa foi exposta na Figura 32. Ela está localizada na BR 285 – km 231,90 e possui 15,04 metros de comprimento. A Figura 100 apresenta a referida ponte.

Figura 100: Ponte 5.

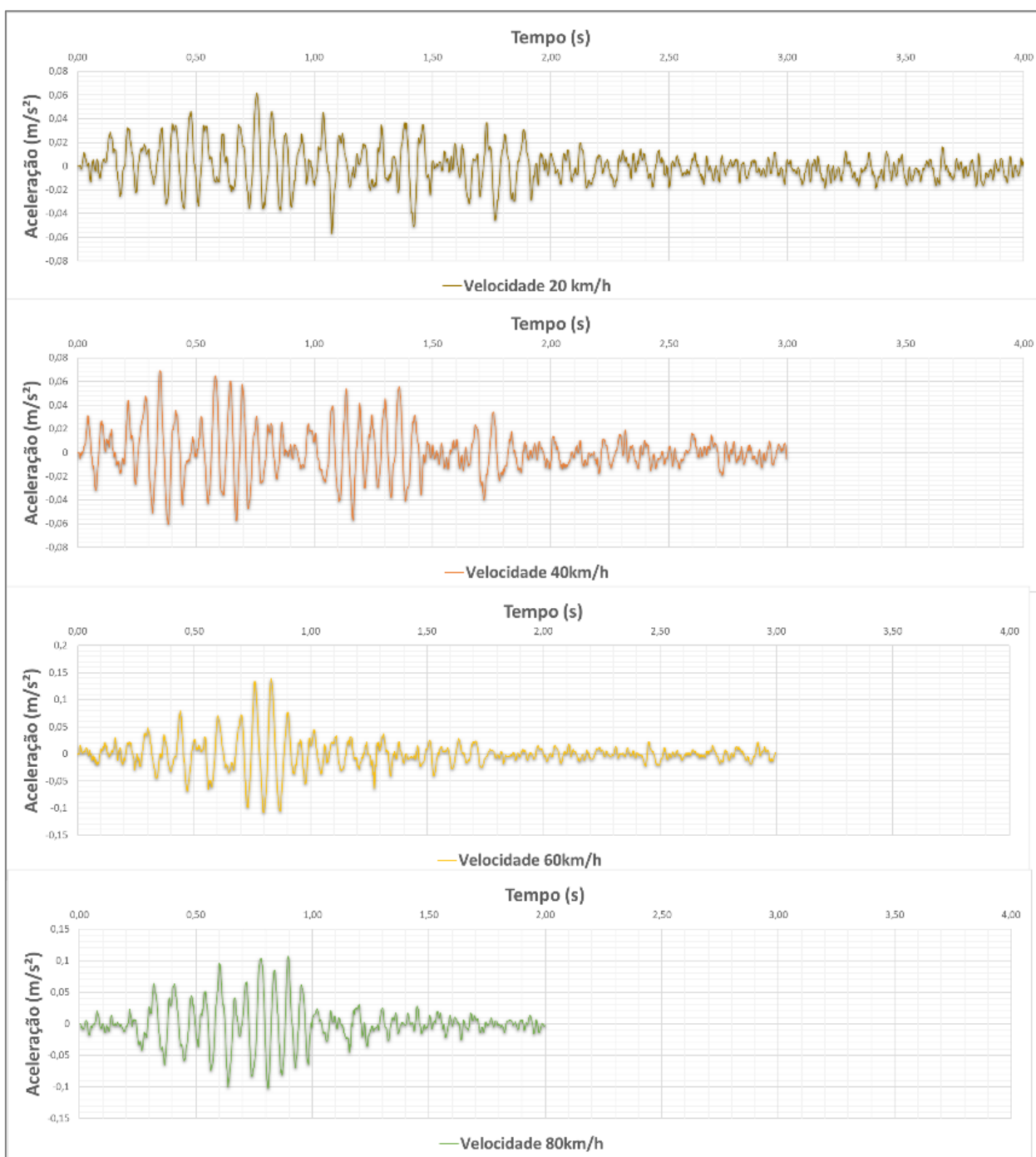


Fonte: autora.

##### 4.5.1 Resposta dos sinais de aceleração

A Figura 101 apresenta os resultados para o equipamento instalado na ponte e a Figura 102 para o equipamento instalado no veículo.

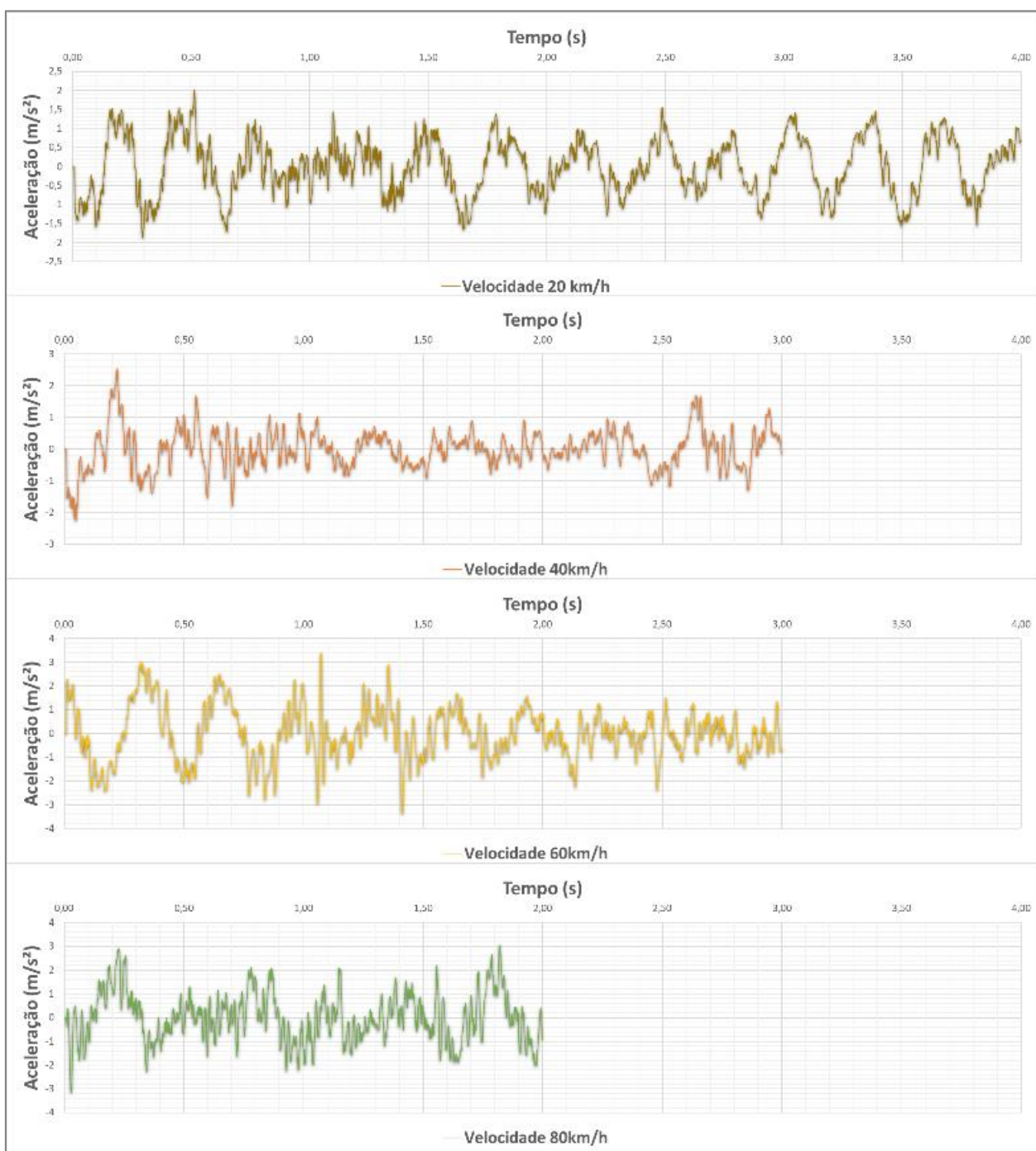
Figura 101: Ponte 5, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte.



Fonte: autora.



Figura 102: Ponte 5, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo.

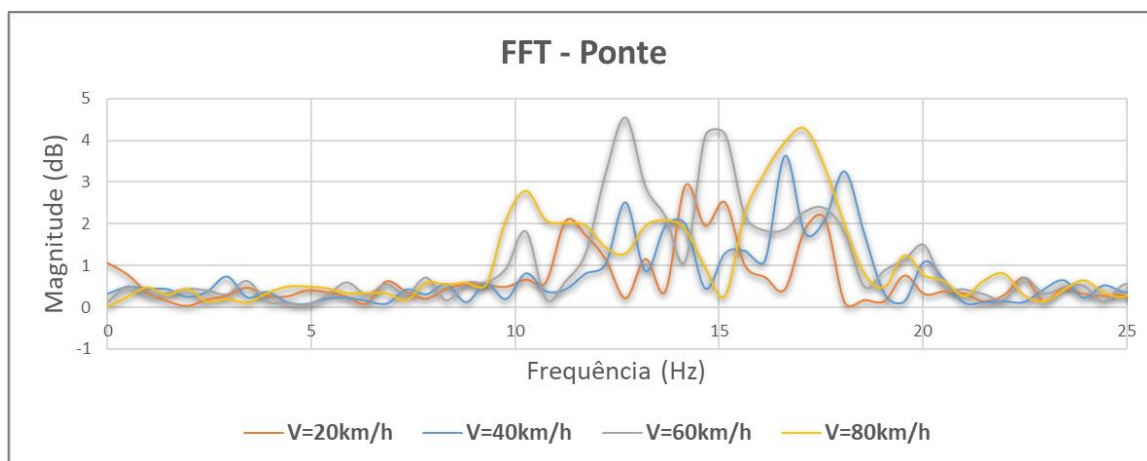


Fonte: autora.

#### 4.5.2 Transformada Rápida de Fourier (FFT)

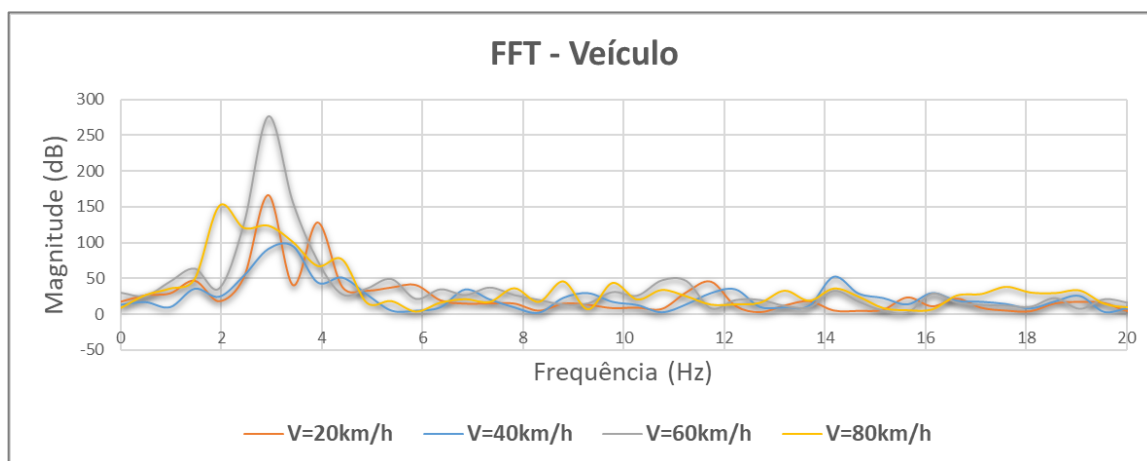
A seguir são apresentados os resultados obtidos para a Transformada Rápida de Fourier (FFT) em cada velocidade, limitada até a frequência de 25Hz. A Figura 103 apresenta a FFT para o equipamento instalado na ponte e a Figura 104, para o equipamento instalado no veículo.

Figura 103: Ponte 5, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 104: Ponte 5, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado no veículo de teste.

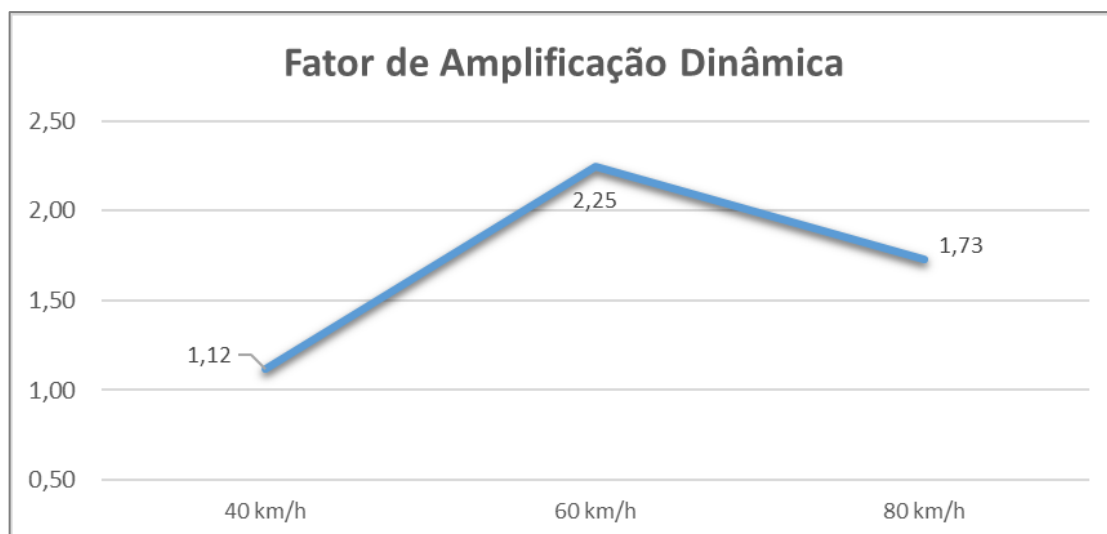


Fonte: autora.

#### 4.5.3 Fator de Amplificação Dinâmica

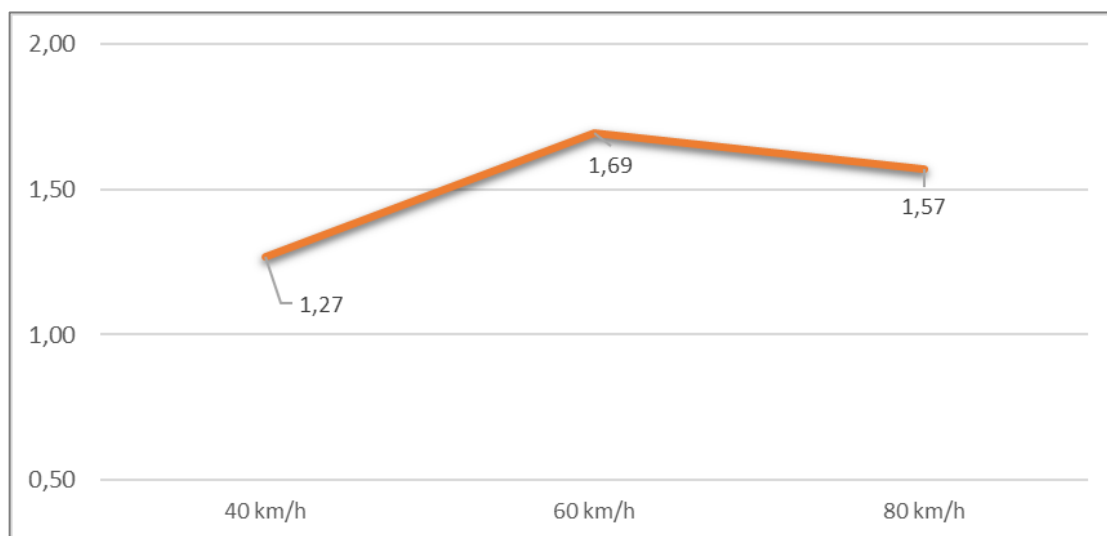
A seguir são apresentados os resultados obtidos quanto ao Fator de Amplificação Dinâmica (Figura 105) e impacto no veículo (Figura 106).

Figura 105: Valores de FAD obtidos para a Ponte 5.



Fonte: autora.

Figura 106: Impacto no veículo para a Ponte 5.



Fonte: autora.

#### 4.5.4 Irregularidade do Pavimento

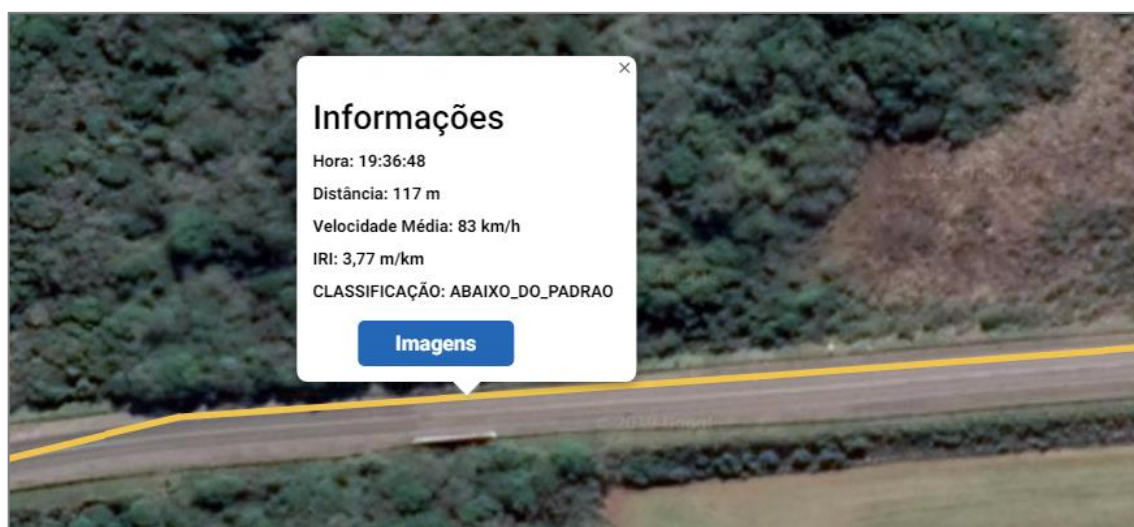
A Figura 107 apresenta o trecho percorrido para o ensaio, e a Figura 108 apresenta o resultado do IRI na Ponte 5.

Figura 107: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 5.



Fonte: SmartIRI.

Figura 108: Resultado do IRI na Ponte 5.



Fonte: SmartIRI.

#### 4.6 Ponte 6

A Ponte 6 está sobre o Rio Passo Fundo, cuja localização no mapa foi exposta na Figura 32. Ela está localizada na BR 285 - km 288 e possui 32,90 metros de comprimento. A Figura 109 apresenta a referida ponte.

Figura 109: Ponte 6.

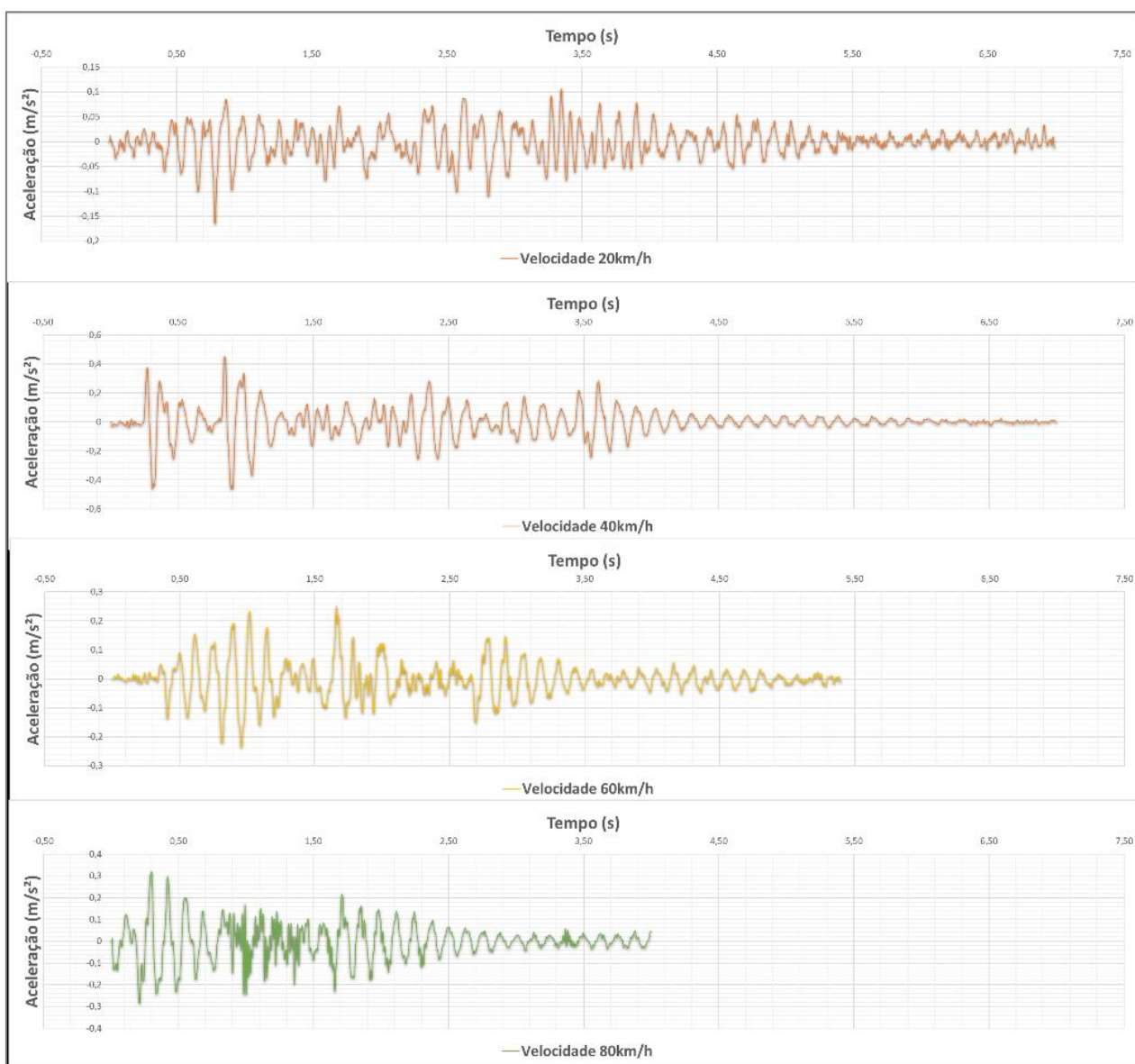


Fonte: autora.

#### 4.6.1 Resposta dos sinais de aceleração

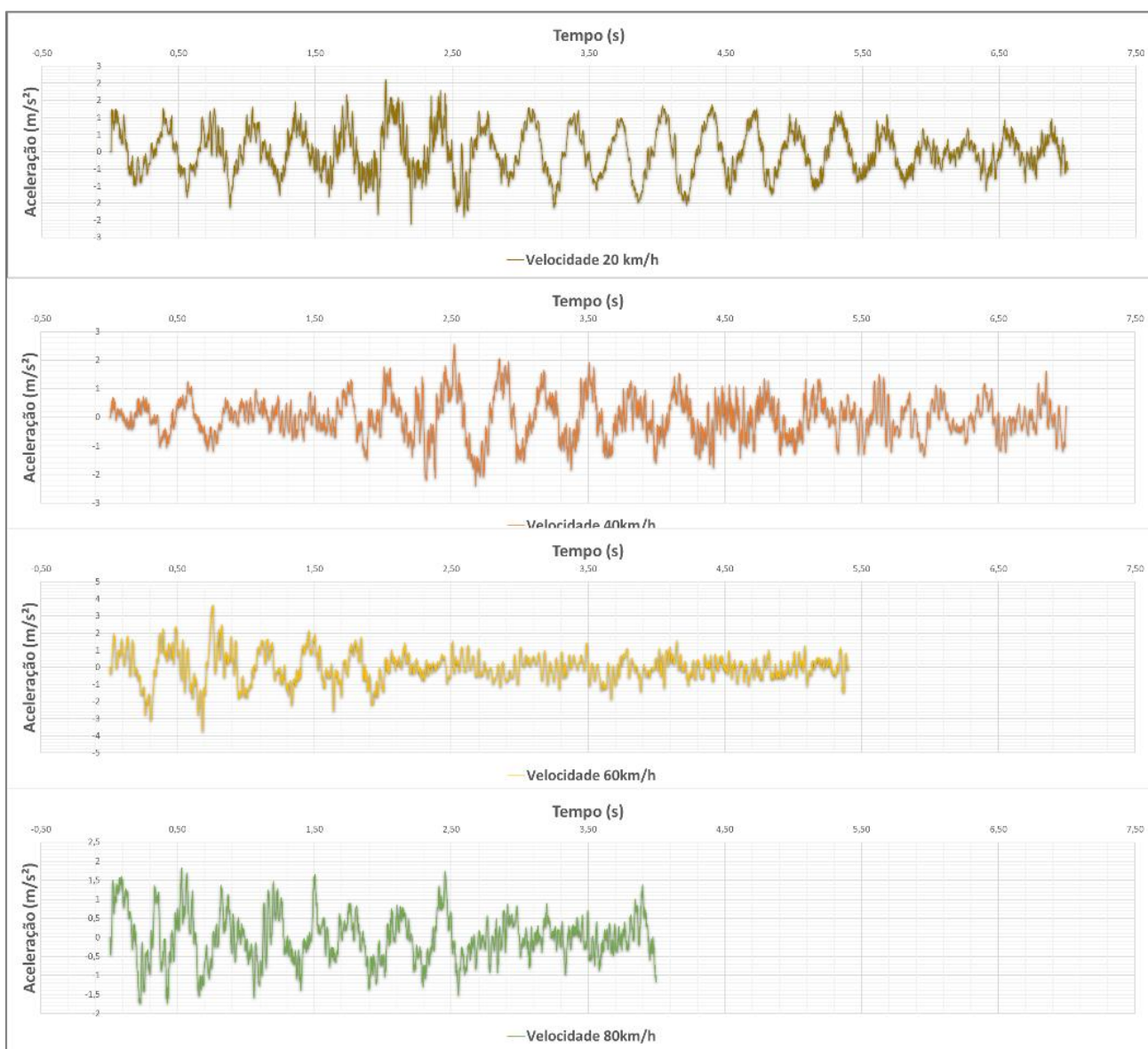
A Figura 110 apresenta os resultados para o equipamento instalado na ponte e a Figura 111 para o equipamento instalado no veículo.

Figura 110: Ponte 6, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 111: Ponte 6, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo.

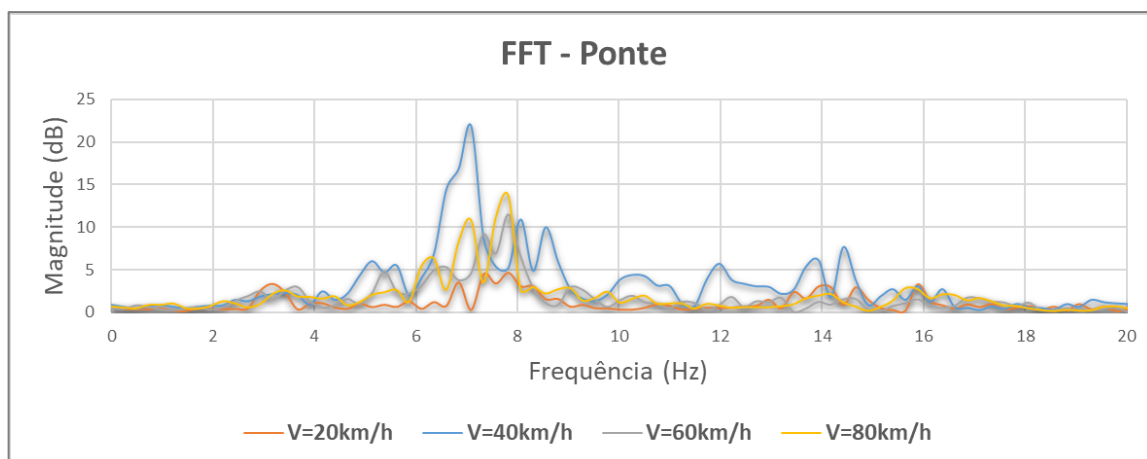


Fonte: autora.

#### 4.6.2 Transformada Rápida de Fourier (FFT)

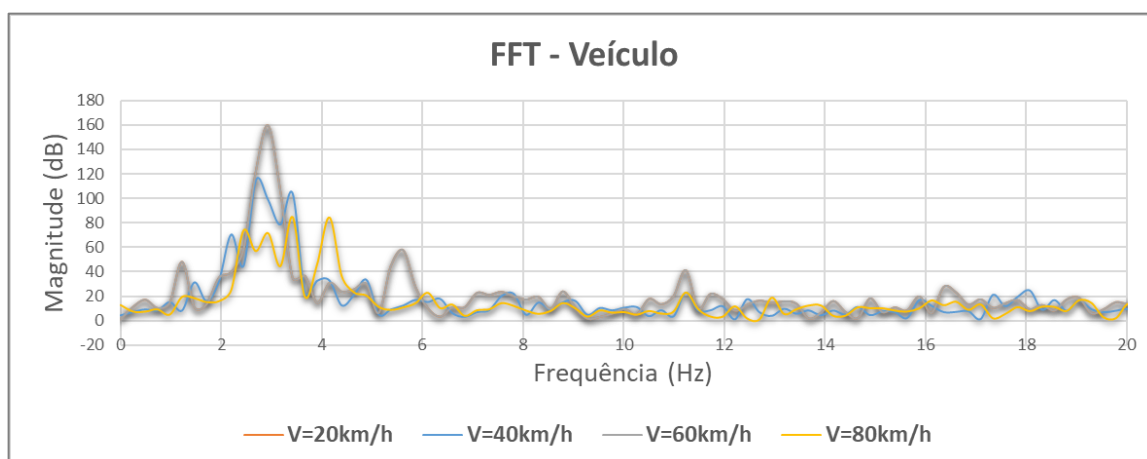
A seguir são apresentados os resultados obtidos para a Transformada Rápida de Fourier (FFT) em cada velocidade, limitada até a frequência de 20Hz. A Figura 112 apresenta a FFT para o equipamento instalado na ponte e a Figura 113, para o equipamento instalado no veículo.

Figura 112: Ponte 6, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 113: Ponte 6, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado no veículo de teste.



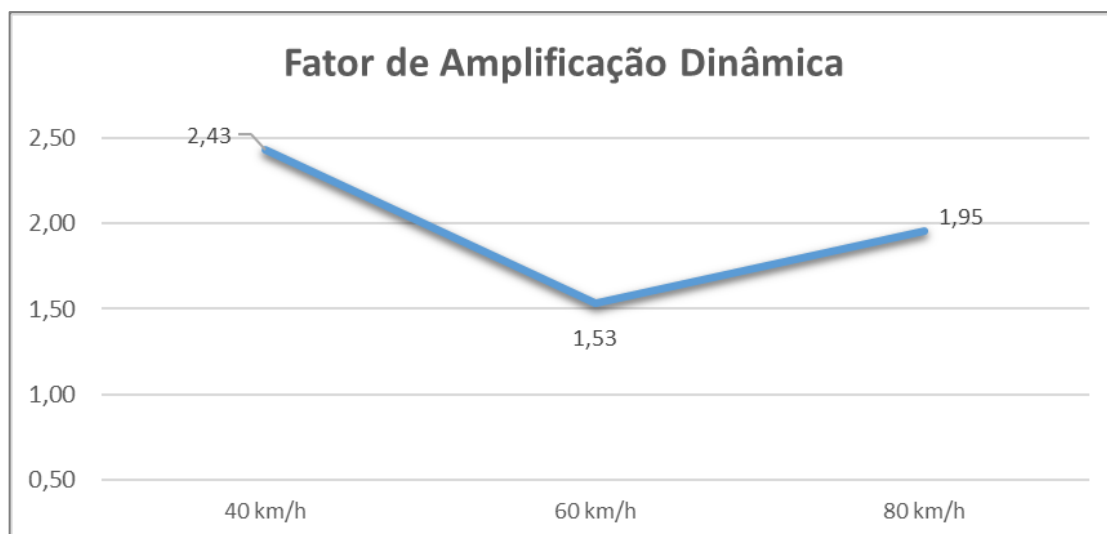
Fonte: autora.

#### 4.6.3 Fator de Amplificação Dinâmica

A seguir são apresentados os resultados obtidos quanto ao Fator de Amplificação Dinâmica (Figura 114) e impacto no veículo (Figura 115).

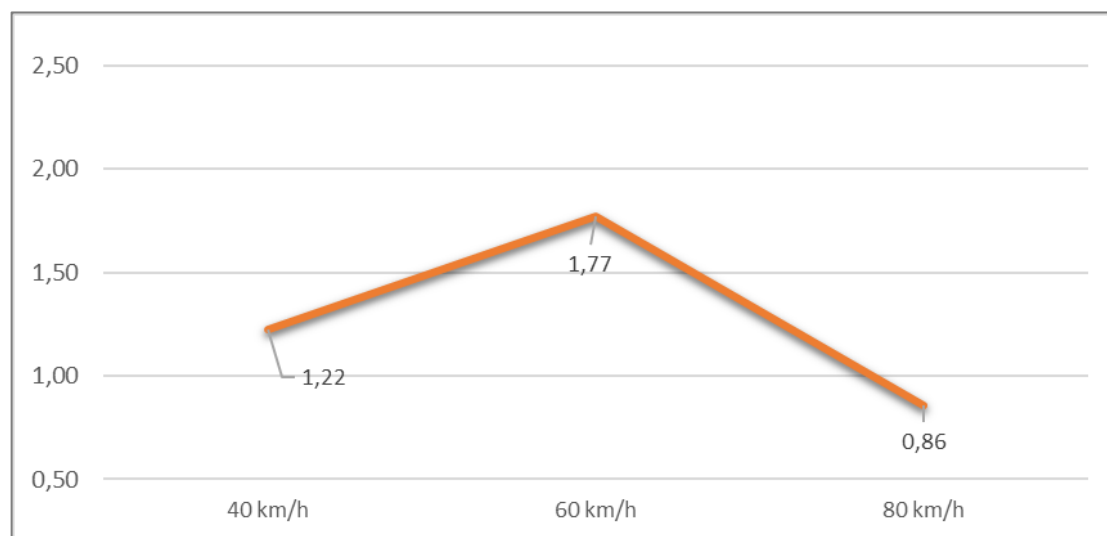


Figura 114: Valores de FAD obtidos para a Ponte 6.



Fonte: autora.

Figura 115: Impacto no veículo para a Ponte 6.



Fonte: autora.

#### 4.6.4 Irregularidade do Pavimento

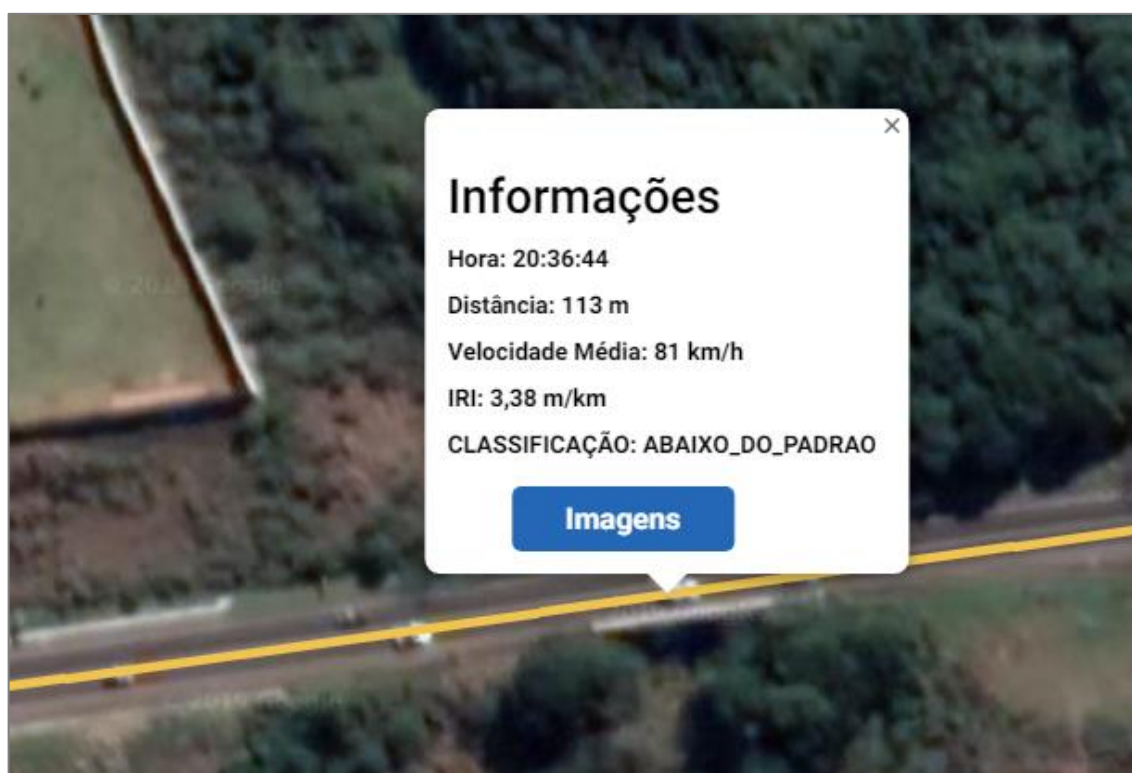
A Figura 116 apresenta o trecho percorrido para o ensaio, e a Figura 117 apresenta o resultado do IRI na Ponte 6.

Figura 116: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 6.



Fonte: SmartIRI.

Figura 117: Resultado do IRI na Ponte 6.



Fonte: SmartIRI.

#### 4.7 Ponte 7

A Ponte 7 está sobre o Arroio Miranda, cuja localização no mapa foi exposta na Figura 32. Ela está localizada na ERS 135 - km 9,54 e possui 30,00 metros de comprimento. A Figura 118 apresenta a referida ponte.

Figura 118: Ponte 7.

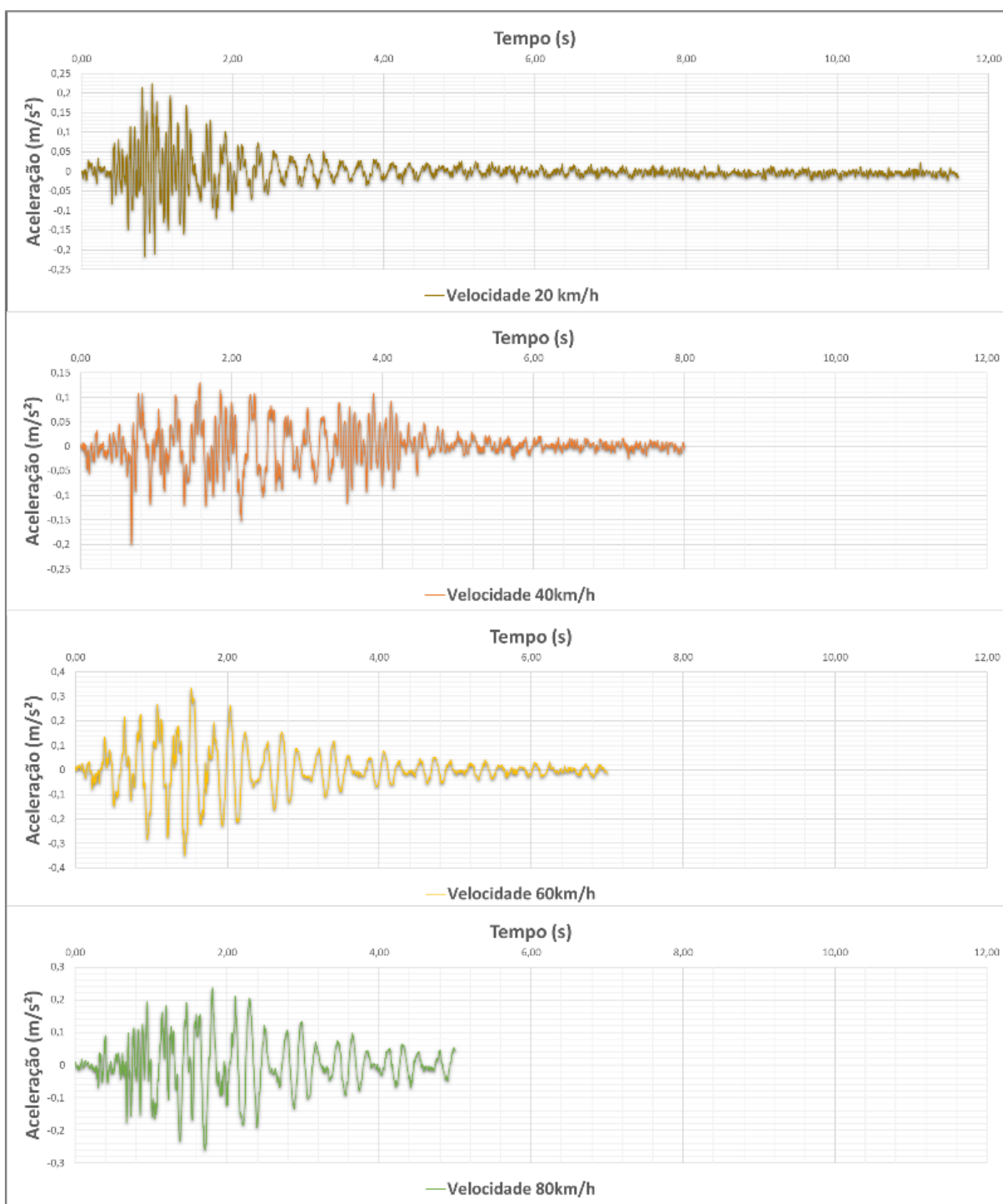


Fonte: autora.

##### 4.7.1 Resposta dos sinais de aceleração

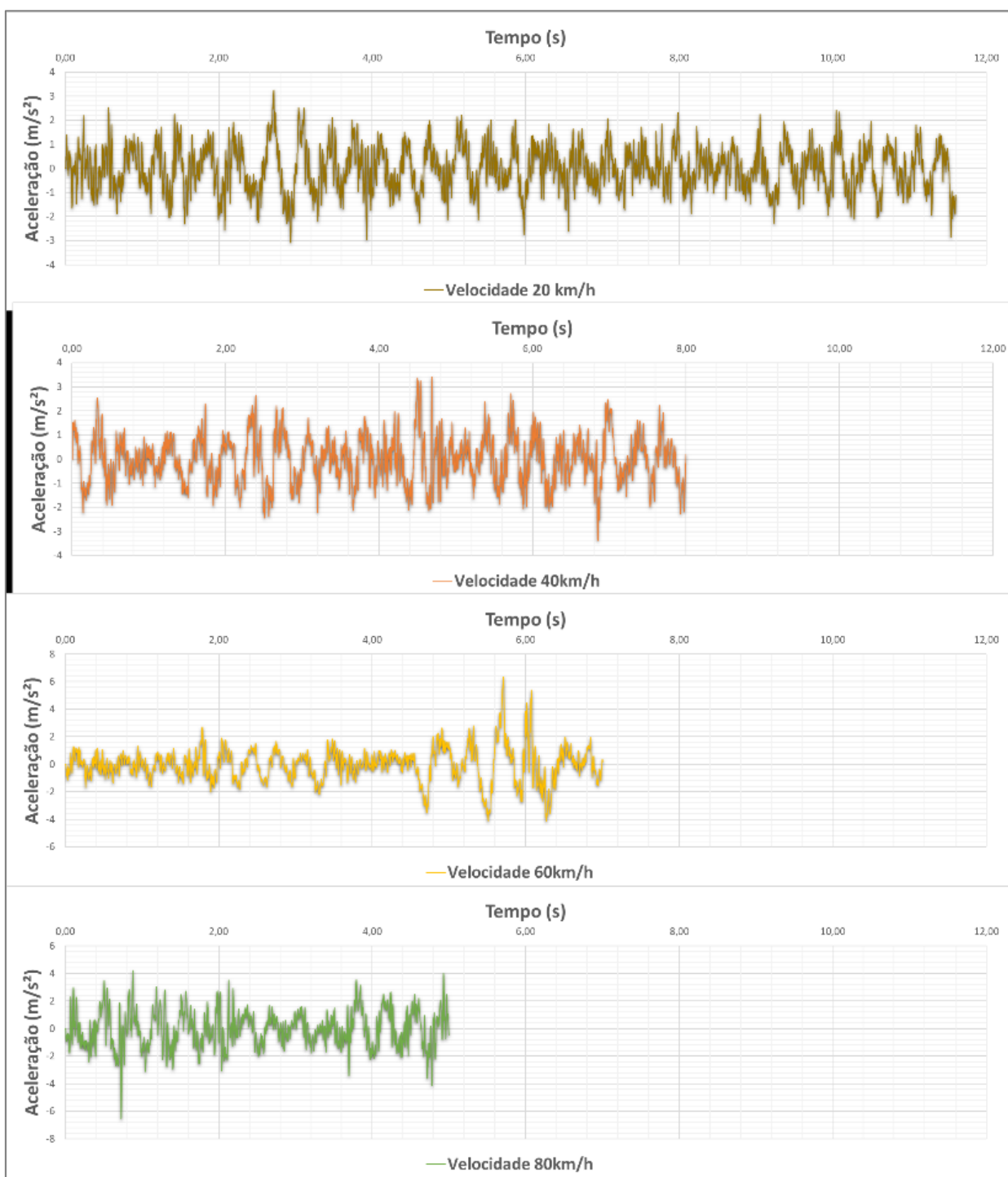
A Figura 119 apresenta os resultados para o equipamento instalado na ponte e a Figura 120 para o equipamento instalado no veículo.

Figura 119: Ponte 7, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 120: Ponte 7, sinal de “Aceleração x Tempo” para todas as velocidades, para resposta do equipamento instalado no veículo.

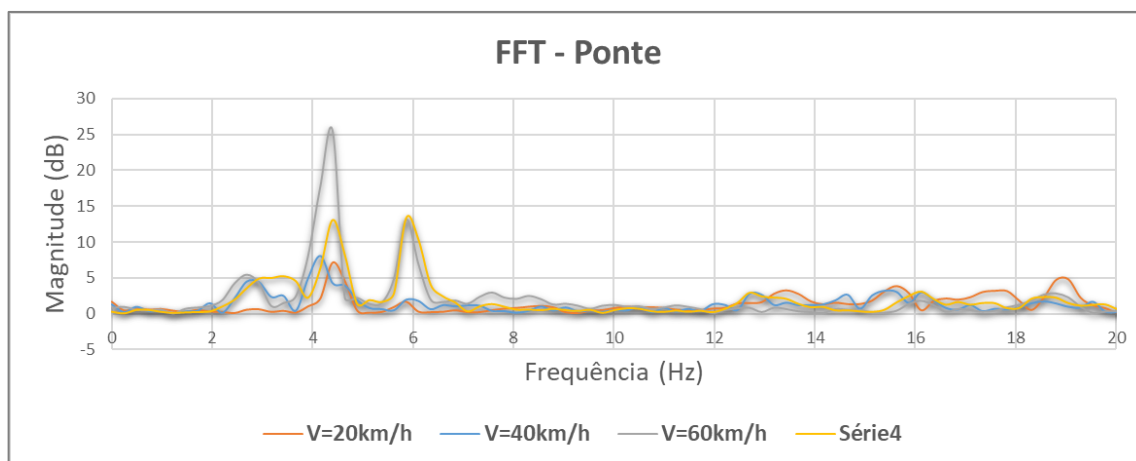


Fonte: autora.

#### 4.7.2 Transformada Rápida de Fourier (FFT)

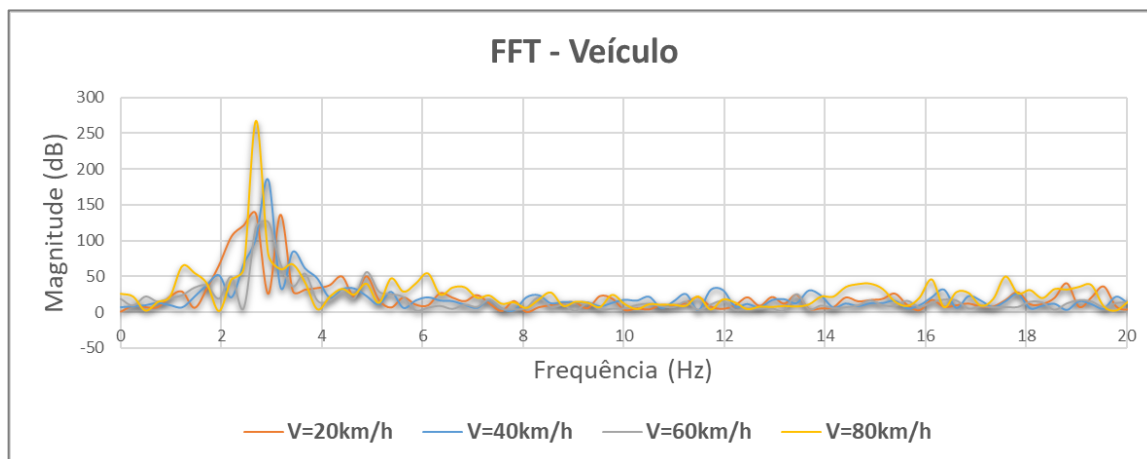
A seguir são apresentados os resultados obtidos para a Transformada Rápida de Fourier (FFT) em cada velocidade, limitada até a frequência de 20Hz. A Figura 121 apresenta a FFT para o equipamento instalado na ponte e a Figura 122, para o equipamento instalado no veículo.

Figura 121: Ponte 7, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado na ponte.



Fonte: autora.

Figura 122: Ponte 7, FFT dos sinais obtidos pelo *smartphone* localizado no veículo de teste.

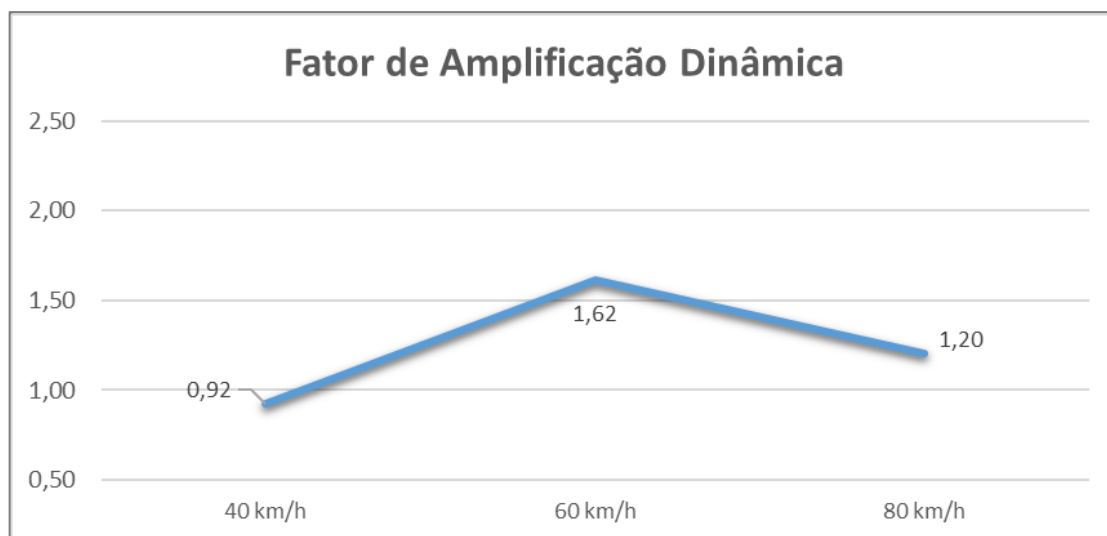


Fonte: autora.

#### 4.7.3 Fator de Amplificação Dinâmica

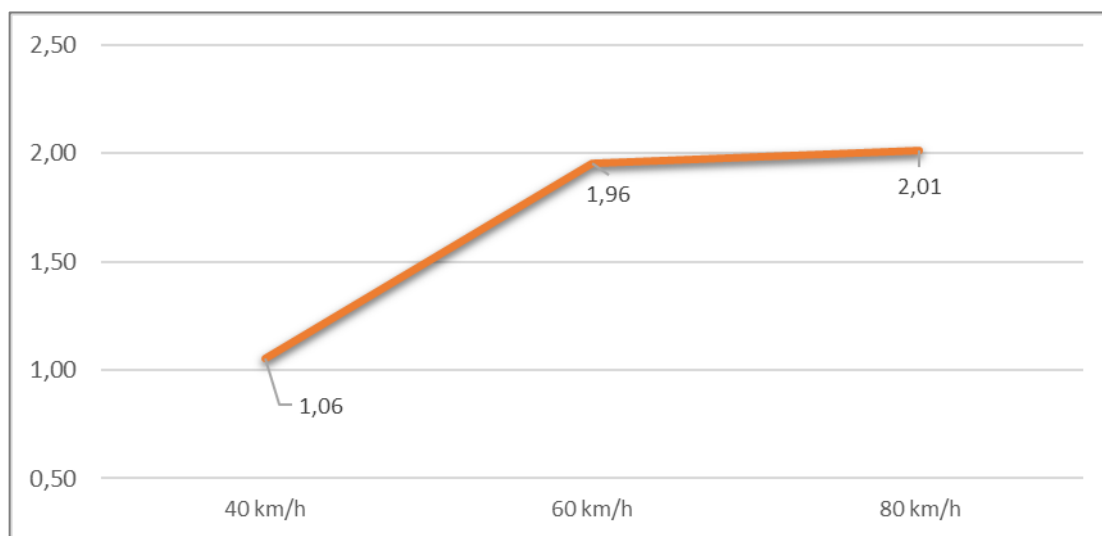
A seguir são apresentados os resultados obtidos quanto ao Fator de Amplificação Dinâmica (Figura 123) e impacto no veículo (Figura 124).

Figura 123: Valores de FAD obtidos para a Ponte 7.



Fonte: autora.

Figura 124: Impacto no veículo para a Ponte 7.



Fonte: autora.

#### 4.7.4 Irregularidade do Pavimento

A Figura 125 apresenta o trecho percorrido para o ensaio, e a Figura 126 apresenta o resultado do IRI na Ponte 7.

Figura 125: Trecho percorrido para o ensaio e localização da Ponte 7.



Fonte: SmartIRI.

Figura 126: Resultado do IRI na Ponte 7.



Fonte: SmartIRI.



## 4.9 Análise dos resultados

### 4.9.1 Validação da metodologia

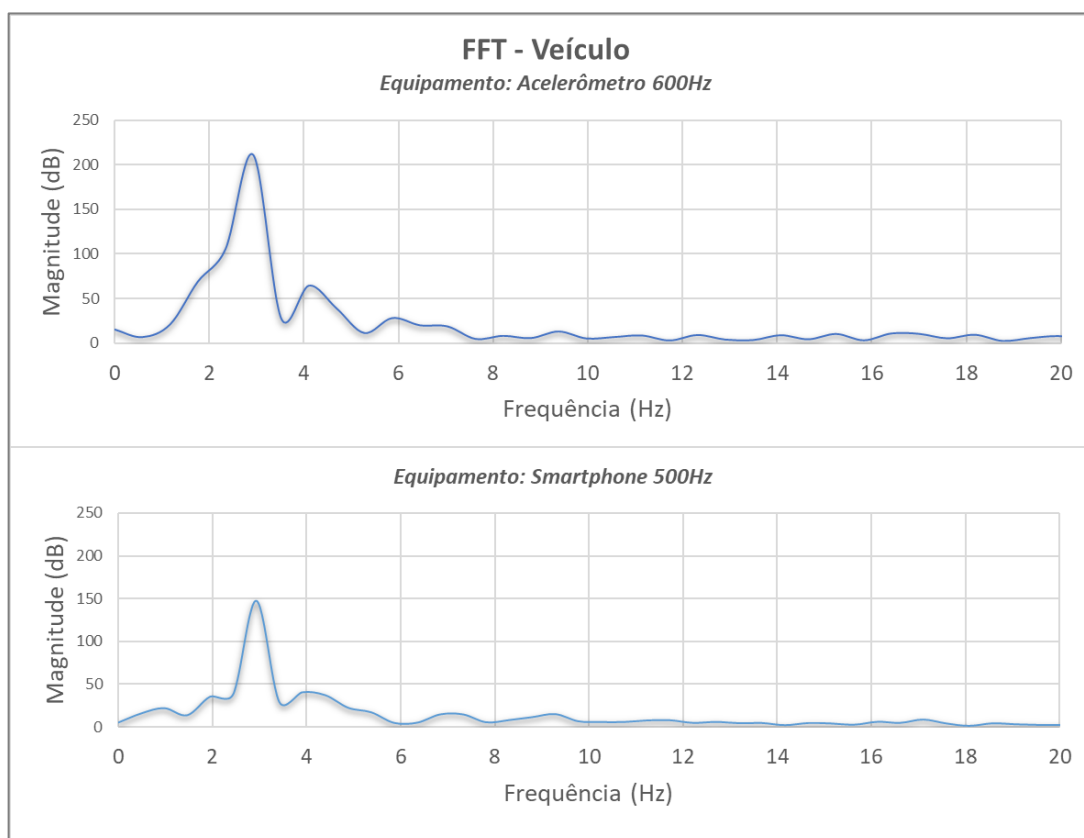
#### 4.9.1.1 Comparativo entre *smartphone* e acelerômetro

Conforme apresentado anteriormente, para o ensaio na Ponte 1 foi realizada a comparação entre o sistema de aquisição de sinais com acelerômetros e o *smartphone*. A Tabela 13 apresenta a comparação dos resultados. A Figura 127 apresenta a FFT dos sinais.

Tabela 13: Resultados do Acelerômetro de 600Hz em relação ao *Smartphone* 500Hz.

Velocidade	Equipamento	Máxima Aceleração	Mínima Aceleração
20 km/h	Acelerômetro	2,47	-2,31
	Caminhão	2,45	-2,30
	Variação	0,95%	0,11%

Figura 127: Comparação da FFT para o Acelerômetro de 600Hz e *Smartphone* de 500Hz.



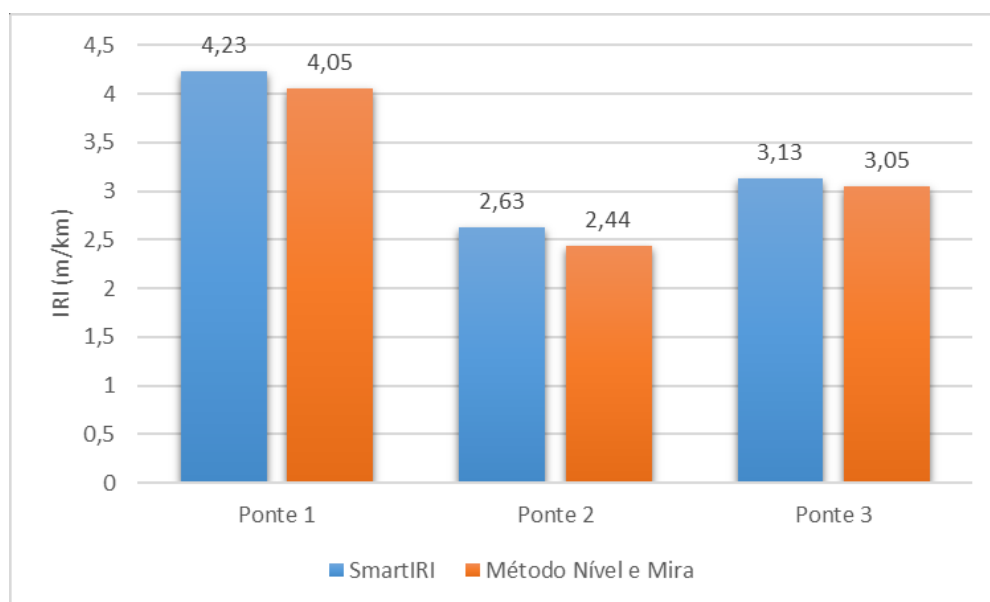
Fonte: autora.

Observa-se pelo gráfico da FFT que existem os mesmos picos de magnitude e frequência, e, ao mesmo tempo, a Tabela 13 deixa claro que ambos os sistemas apresentaram resultados muito semelhantes. Dessa forma, o *smartphone* mostra-se uma ferramenta adequada para a realização dos testes de natureza dinâmica em pontes e viadutos, conforme fica comprovado pelos resultados obtidos.

#### 4.9.1.1 Método Nível e Mira e SmartIRI

A Figura 128 apresenta graficamente os resultados obtidos pelas duas metodologias empregadas para obtenção do Índice de Irregularidade Internacional (IRI) em três pontes.

Figura 128: Comparação dos resultados de IRI para o SmartIRI e o Método Nível e Mira.



Fonte: autora.

Os resultados obtidos comprovam que o *smartphone* é uma ferramenta prática, de baixo custo e que fornece bons resultados no que diz respeito à avaliação de pavimentos. Essa conclusão fica comprovada com os dados da Figura 128, sendo que os valores obtidos pelo SmartIRI e pelo Método Nível e Mira são muito próximos. Salienta-se a importância de seguir as recomendações do aplicativo: por exemplo, fixação adequada no interior do veículo e a velocidade do mesmo. O Quadro 7 apresenta a classificação dos pavimentos conforme SmartIRI e DNIT (2006b).

Quadro 7: Classificação dos pavimentos sobre as pontes.

OAE	IRI (m/km)	Classificação pelo SmartIRI	Classificação por DNIT (2006b)
Ponte 1	4,23	Regular	Ruim
Ponte 2	2,63	Bom	Bom
Ponte 3	3,13	Bom	Regular
Ponte 4	3,11	Bom	Regular
Ponte 5	3,77	Bom	Ruim
Ponte 6	3,38	Bom	Regular
Ponte 7	2,60	Bom	Bom

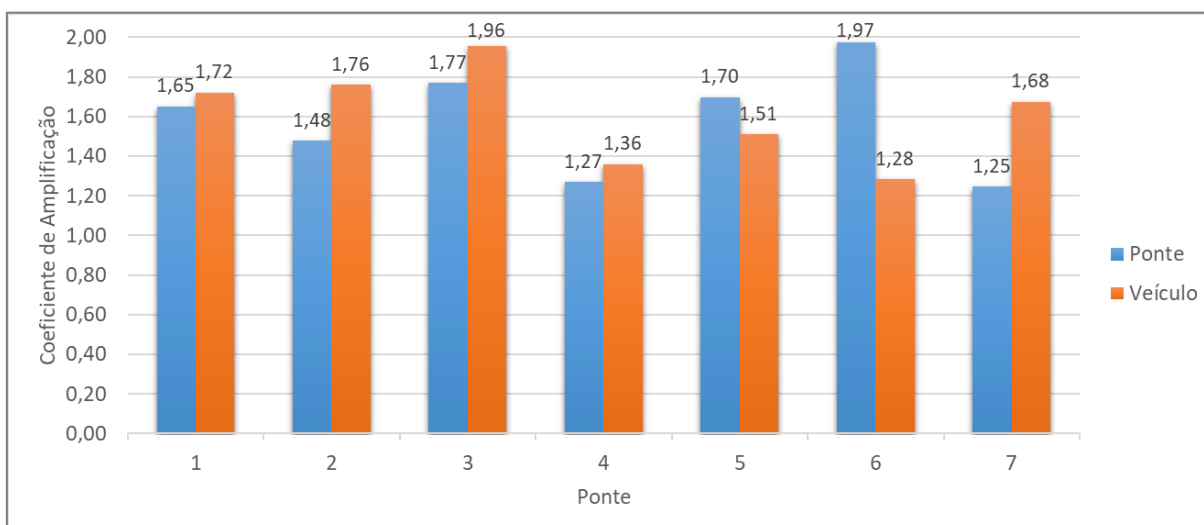
Fonte: autora.

Observa-se que, de maneira geral, pelo aplicativo SmartIRI a condição de trafegabilidade foi classificada como boa, exceto na Ponte 1, sendo regular. Para DNIT (2006) a classificação variou de boa a ruim.

#### 4.9.2 Fator de Amplificação Dinâmica

A Figura 129 apresenta a síntese dos principais resultados obtidos pelos ensaios experimentais quanto ao FAD. O valor considerado para comparação foi determinado através da média da resposta obtida com as velocidades, e, quando foi o caso, média entre os dois ensaios em uma mesma ponte.

Figura 129: Resultados de FAD e impacto no veículo para as pontes ensaiadas.



Fonte: autora.

Através da análise dos resultados, observa-se que os valores de impacto, tanto na estrutura quando no veículo, apresentam diferenças de valores, porém convergem entre si. A exceção encontra-se nas Pontes 6 e 7, onde há uma diferença maior entre os resultados. Almeida et al. (2010) também observou diferenças em algumas pontes ensaiadas na pesquisa.

O impacto sentido pelo veículo está relacionado, entre outras variáveis, com o pavimento sobre o qual o mesmo trafega. Por outro lado, entende-se que a resposta da estrutura está relacionada a parâmetros como massa e rigidez da mesma, ou seja, embora a condição do pavimento tenha significativa influência na amplificação dinâmica sofrida pela travessia de cargas móveis, outros parâmetros relacionados à estrutura podem interferir na resposta da mesma.

#### **4.9.3 Transformada Rápida de Fourier (FFT)**

A análise dos gráficos apresentados anteriormente quanto à Transformada Rápida de Fourier indica que, embora variando as velocidades de travessia, os picos de frequência foram os mesmos observados nas pontes. Salienta-se que a obtenção e análise detalhada da frequência natural da estrutura não fez parte dos objetivos desta pesquisa.

Nos ensaios da Ponte 2 e Ponte 3, observou-se a convergência entre os valores para ambos os ensaios em uma mesma ponte.

Quanto aos resultados de FFT para os sinais obtidos no interior do veículo, observa-se que em 100% dos ensaios os picos de frequência do veículo mantiveram-se entre 2 Hz e 4 Hz. Já para as estruturas, foram observados valores de frequência entre 3 e 19 Hz.

#### **4.9.4 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente com as normas abordadas**

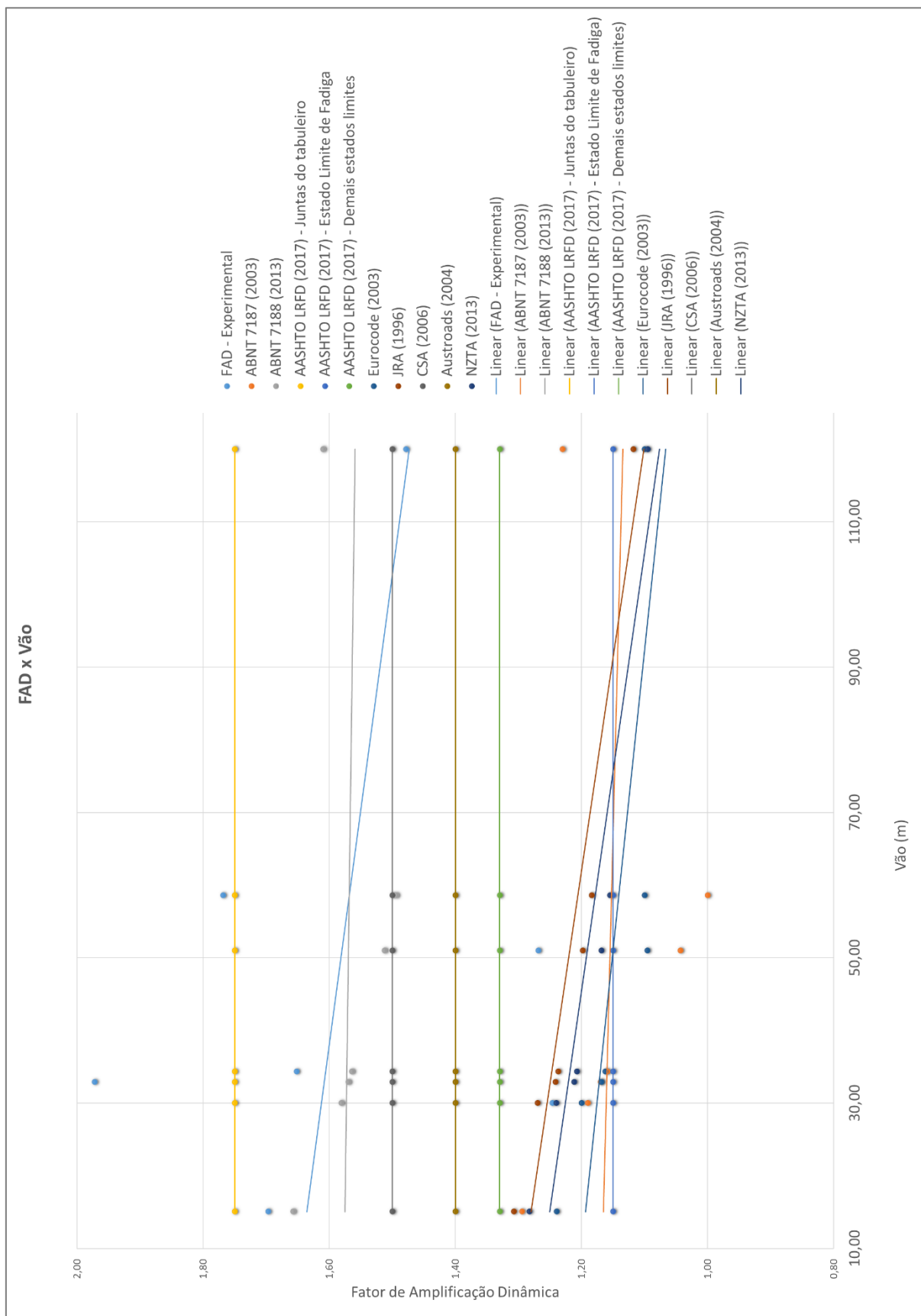
Ainda, para fins de comparação, calcularam-se, para todas as estruturas em análise, os valores de coeficiente de amplificação recomendados pelas normas e códigos mundiais apresentados no capítulo de revisão. A Tabela 14 e a Figura 130 ilustram os valores obtidos pelos mesmos, bem como o Fator de Amplificação Dinâmica obtido experimentalmente.

Tabela 14: Resultados dos coeficientes das normas abordadas para as pontes ensaias.

Ponte	Experimental	ABNT 7187 (2003)	ABNT 7188 (2013)	AASHTO LRFD (2017)			Eurocode (2003)	JRA (1996)	CSA (2006)	Austroads (2004)	NZTA (2013)
				Juntas do tabuleiro	Estado Limite de Fadiga	Demais estados limites					
1	1,65	1,16	1,56	1,75	1,15	1,33	1,16	1,24	1,50	1,40	1,21
2	1,48	1,23	1,61	1,75	1,15	1,33	1,20	1,27	1,50	1,40	1,24
3	1,77	1,00	1,49	1,75	1,15	1,33	1,10	1,18	1,50	1,40	1,16
4	1,27	1,04	1,51	1,75	1,15	1,33	1,10	1,20	1,50	1,40	1,17
5	1,70	1,29	1,66	1,75	1,15	1,33	1,24	1,31	1,50	1,40	1,28
6	1,97	1,17	1,57	1,75	1,15	1,33	1,17	1,24	1,50	1,40	1,21
7	1,25	1,19	1,58	1,75	1,15	1,33	1,18	1,25	1,50	1,40	1,22

Fonte: autora.

Figura 130: Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e códigos normativos.



Fonte: autora.

A norma brasileira em vigência (NBR 7188 – ABNT, 2013) é a mais conservadora quando comparada aos demais códigos normativos, apresentando valores inferiores somente que a CSA (2006) e a AASHTO (2017) quanto aos valores para elementos na junta dos tabuleiros.

Tanto a CSA (2006) quanto a AASHTO LRFD (2017) padronizam os valores de 1,50 e 1,75, respectivamente, para juntas de tabuleiro. Já para os estados limites de fadiga e demais estados limites, os valores foram padronizados em 1,15 e 1,33, respectivamente.

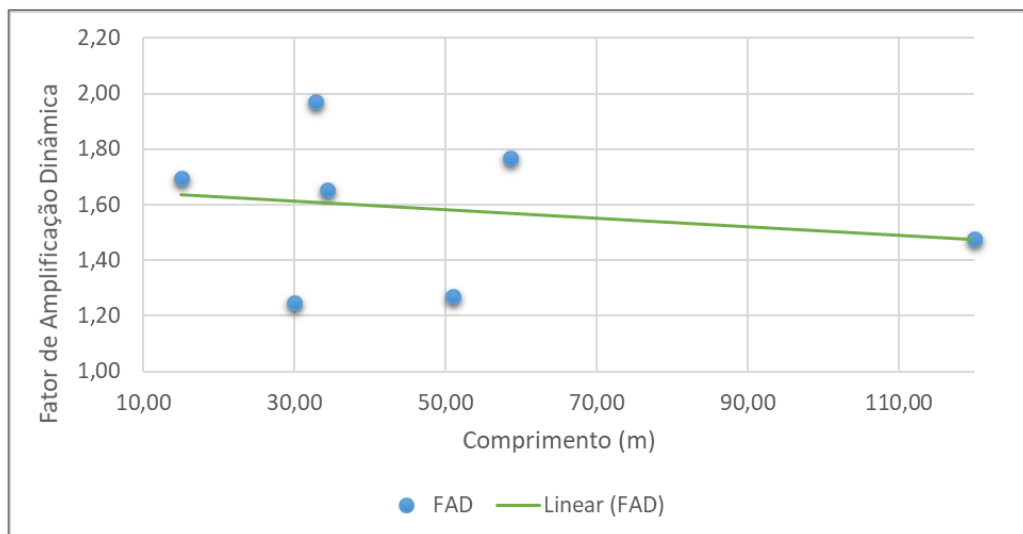
Os valores de FAD obtidos variaram entre 1,25 a 1,97. Em relação aos ensaios experimentais e a norma brasileira, em 57% dos casos os valores experimentais foram maiores que os recomendados pela normativa. Verificou-se, ainda, que os valores dos resultados experimentais apresentaram uma diferença entre 2 e 26% em relação a atual norma brasileira. A menor diferença entre os valores deu-se na Ponte 5, e a maior, na Ponte 6.

É importante comentar que até o ano de 2003, a norma em vigência era a NBR 7187, cujos valores de coeficiente de impacto são menores que a NBR 7188, atualmente em vigência. Ou seja, é provável que algumas pontes e viadutos em uso nos dias de hoje estejam projetadas conforme a referida norma, podendo apresentar problemas de natureza dinâmica, tendo em vista que a diferença dos valores experimentais e a NBR 7187 (ABNT, 2003) variam entre 5 e 77%, conforme o vão considerado.

#### **4.9.5 Correlação entre as variáveis**

A seguir são apresentadas as correlações obtidas entre as variáveis apresentadas nos ensaios experimentais. A Figura 131 exhibe os resultados de Fator de Amplificação Dinâmica, relacionando-os com o comprimento da estrutura.

Figura 131: Correlação entre o comprimento da ponte e o FAD.



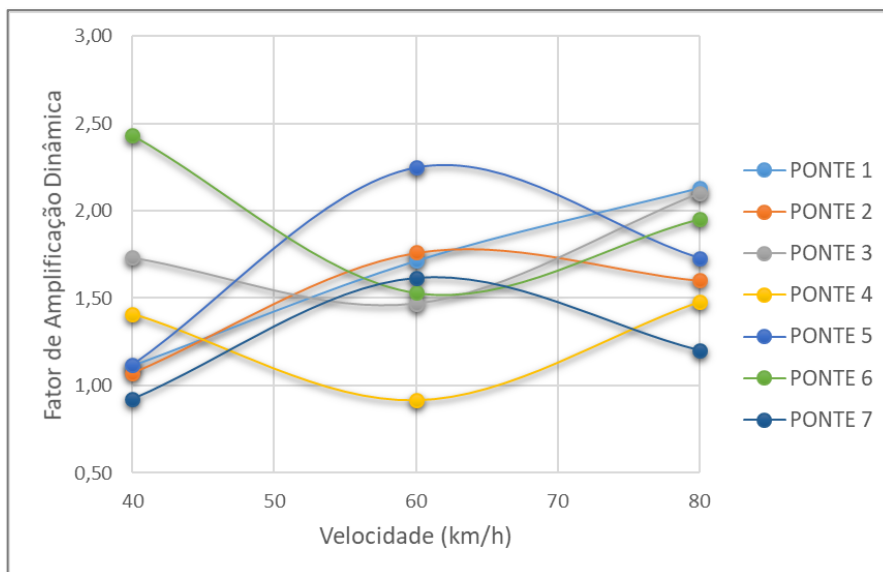
Fonte: autora.

Nota-se que não existe uma tendência bem definida quanto à relação entre o comprimento da estrutura e o FAD, conclusão que diverge do apresentado pelos códigos normativos e estudos teóricos. Ou seja, embora as principais normas levem em consideração, muitas vezes unicamente, o vão da estrutura, conclui-se que este não é a variável que mais interfere na resposta dinâmica de pontes e viadutos.

Quanto ao fator de correlação, obteve-se para FAD e comprimento da ponte o coeficiente de  $-0,2$ , indicando uma correlação fraca e com tendência de que, quanto menor o vão da estrutura, maior o FAD. Quanto às variações de velocidades, as Figuras 132 e 133 apresentam os resultados tanto para o FAD quanto para o impacto no veículo.

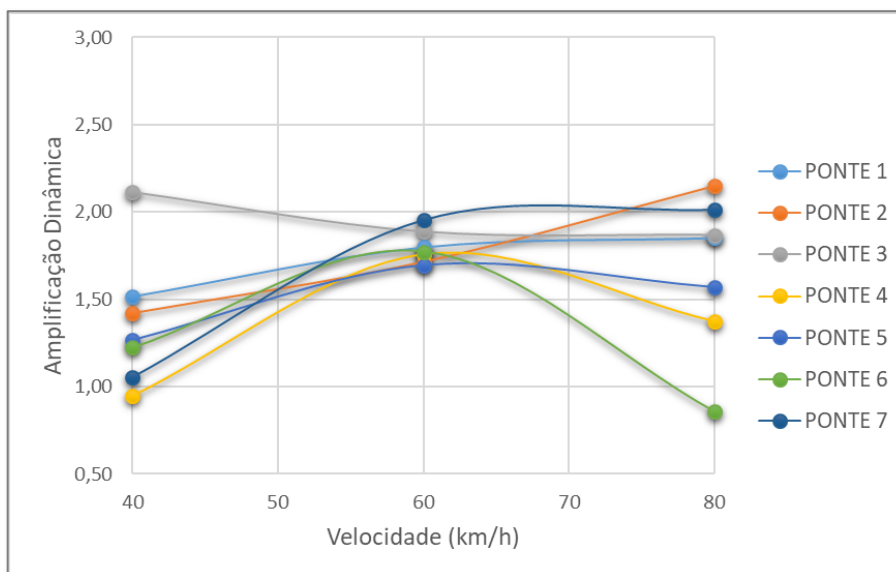


Figura 132: Fator de Amplificação Dinâmica obtido nas pontes para as variadas velocidades.



Fonte: autora.

Figura 133: Impacto obtido no veículo para as variadas velocidades.

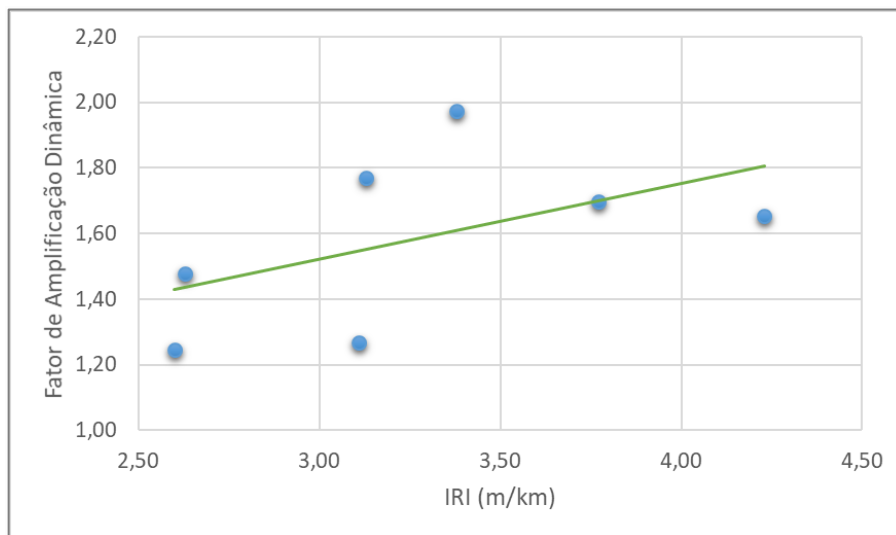


Fonte: autora.

Observa-se que, para o veículo, os valores de impacto tendem a ser maiores quando o mesmo trafega a 60km/h. O mesmo se aplica para algumas pontes, mas não foi possível estabelecer um comportamento padrão para as variáveis. Os resultados obtidos foram de encontro com as principais conclusões obtidas por Almeida et al. (2010), a quais apontam uma tendência a maiores ampliações em velocidades entre 60 km/h e 80 km/h. A Figura

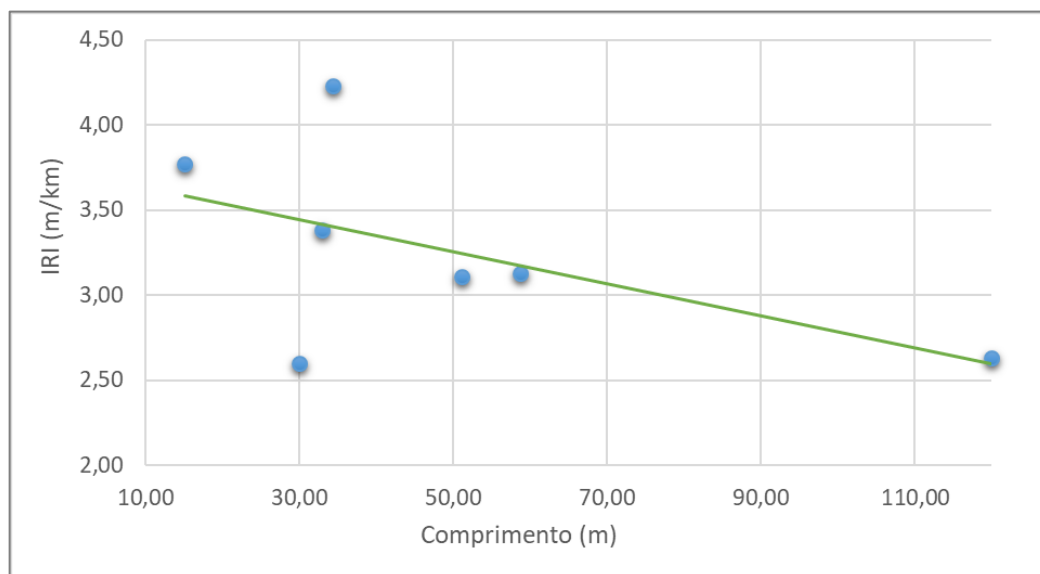
134 exibe a correlação entre o FAD e o IRI, e a Figura 135 entre o IRI e o comprimento da ponte.

Figura 134: Correlação entre FAD e IRI.



Fonte: autora.

Figura 135: Correlação entre o comprimento da ponte e o IRI.



Fonte: autora.

O Coeficiente de Correlação de Pearson obtido entre o FAD e o IRI foi igual a 0,5. Ou seja, existe uma correlação moderada e, conforme aumenta o FAD, aumenta o IRI, como observado pelo gráfico. Já para o IRI e comprimento da ponte, o fator obtido foi de -0,6, indicando, também, uma correlação moderada, com variáveis inversamente proporcionais.

## 5. CONCLUSÕES

Foi possível determinar a amplificação dinâmica em pontes e viadutos através dos dados de aceleração obtidos por acelerômetros, tanto através de sistemas profissionais, que possuem como característica serem mais onerosos, quanto por meio dos *smartphones*, e a partir de tais respostas, determinar o Fator de Amplificação Dinâmica por procedimentos numéricos.

A aplicação do filtro nos sinais é extremamente recomendada por ser capaz de reduzir o ruído nos mesmos. A comparação através da Transformada Rápida de Fourier (FFT) permitiu perceber que os resultados indicavam os mesmos picos de frequência, embora as variáveis mudassem. Isso ficou claro tendo em vista o resultado observado entre 2 e 4 Hz para o veículo, independente da ponte ensaiada e da velocidade considerada.

Quanto ao uso de *smartphones*, estes mostraram-se como uma boa opção para pesquisas envolvendo ensaios de campo em estruturas. A utilização de telefones móveis caracteriza uma investigação de baixo custo e fácil reprodução, além de ser um equipamento com uso extremamente difundido. Essa metodologia reduziu o tempo de ensaio e o custo da pesquisa.

Algumas conclusões diretas fazem-se necessárias:

- a. Observa-se uma divergência entre os códigos normativos no âmbito mundial quanto aos valores atualmente empregados para considerar a amplificação dinâmica em projetos de pontes;
- b. A atual norma brasileira apresenta resultados conservadores quando comparada aos demais códigos normativos abordados, porém inferiores quando comparados com os resultados experimentais.
- c. A NBR 7188 (ABNT, 2013) considera o vão da estrutura, número de faixas e sistema construtivo para o cálculo do coeficiente de impacto, ignorando totalmente as condições do pavimento e entrada na estrutura.
- d. Os valores de FAD obtidos experimentalmente variaram entre 1,25 a 1,97, sendo que 57% são maiores que 1,5. Observou-se que em 57% dos casos os valores experimentais foram maiores que os recomendados pela normativa. Verificou-se, ainda que, quanto aos valores, os resultados experimentais apresentaram uma diferença entre 2 e 26% em relação aos valores calculados seguindo a atual norma brasileira.
- e. Quanto às correlações entre as variáveis, observou-se que o IRI é um parâmetro com grande influência para o FAD, indicando que quanto maior a

irregularidade do pavimento, maior a amplificação dinâmica sentida pela estrutura.

- f. O comprimento da estrutura revelou desempenhar pouca influência no Fator de Amplificação Dinâmica, o que sugere a necessidade de uma possível revisão dos parâmetros normativos atuais, os quais, na maioria das vezes, consideram apenas o vão da estrutura para o cálculo do FAD.
- g. A utilização de *smartphones* para obtenção do Índice de Irregularidade Longitudinal (IRI) em pavimentos apresentou excelentes resultados quando comparado ao Método Nível e Mira, uma abordagem mais tradicional.
- h. Da mesma forma, a comparação entre o sistema de aquisição de dados com acelerômetros de 600 Hz e o *smartphone*, com aquisição de 500 Hz, confirmou que os telefones móveis desempenham muito bem sua função quando bem instalados e calibrados, quanto à avaliação de estruturas através de dados de aceleração. A diferença entre máximos valores de aceleração, no caso em estudo, variou menos de 1%.

Em suma, a pesquisa demonstra o bom indício do uso dos *smartphones* como método alternativo simples e econômico para obtenção de parâmetros dinâmicos em pontes e viadutos.

A comparação entre os resultados apresentados revela uma necessidade da padronização de uma metodologia para obtenção do FAD, até então inexistente no País, bem como uma revisão da norma brasileira em vigência.

## 5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Diante dos resultados obtidos neste trabalho, verificou-se a necessidade de mais pesquisas na área e, nesse contexto, algumas sugestões para trabalhos futuros foram avaliadas, como: Aplicação de diferentes filtros para tratamento dos sinais; Verificação dos parâmetros que influenciam a resposta dinâmica das estruturas, como por exemplo, o estado de conservação das mesmas; Realização de um maior número ensaios experimentais em pontes e viadutos brasileiros, tendo em vista a escassez de resultados até então no Brasil.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALAVI, A. H. BUTTLAR, W. G. **An overview of smartphone technology for citizen-centered, real-time and scalable civil infrastructure monitoring.** Future Generation Computer Systems, 2019. DOI: 10.1016/j.future.2018.10.059.

ALMEIDA, P. A. O; RODRIGUES, J. F. S.; LIMA, A. B. **Critérios de otimização de projetos de pontes a partir de espectros de aceleração induzidas por veículos nos tabuleiros.** Relatório final da pesquisa realizada para Concessionária Da Rodovia Pres. Dutra LSE-DEE105-R20100924. Osasco, SP, 2010.

ALMEIDA, L. C. de. **Aplicativo para smartphone destinado à medição da irregularidade longitudinal em rodovias.** Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Ceará, Ceará, 2018.

ALMEIDA, L. C.; OLIVEIRA, F. H. L.; RAMOS, S. L. Estudo da condição de superfície em rodovias por meio do uso de aplicativo para *smartphone*. **Transportes**, v. 25, n.2, p. 70-83, 2018. DOI:10.14295/transportes.v25i2.1406.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (AASHTO). **LRFD bridge design specifications.** The AASHTO road test. Rep. 4, Special Rep. 61D, Highway Research Board, Washington, DC, 2017.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (AASHTO). **Standard specifications for highway bridges.** Washington, DC, 2002.

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

APP TO DATE. **My Frequency – Version 2.1.**

ARAUJO, C. J. R. V. Vistoriando obras de arte especiais. **Revista notícias da construção**, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188 - Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas**. Rio de Janeiro, 2013.

ATAEI, S.; MIRI, A. Investigating dynamic amplification factor of railway masonry arch bridges through dynamic load tests. **Construction and Building Materials**, Elsevier, v. 183, p. 693–705, 2018. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.06.151

BAKHT, B.; PINJARKAR, S. G. **Dynamic testing of highway bridges - A review**. Transportation Research Record 1223, Transportation Research Board, Washington, DC, 1989.

BARELLA, M, R. **Contribuição para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos com perfilômetros inerciais**. Tese de doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, p. 362, São Paulo, 2008.

BATTISTA, R. C. **Concepção, projeto e instalação de absorsores passivos de vibração para atenuação dos esforços dinâmicos na ponte de acesso do porto de Sepetiba**. Relatório técnico, COPPETEC, Rio de Janeiro. 1993.

BATTISTA, R.C., PFEIL, M.S. **Reduction of Vortex-Induced Oscillations of Rio-Niteroi Bridge by Dynamic Control Devices**. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 84, p. 273-288, 2000.

BILLING, J. R. Dynamic loading and testing of bridges in Ontario. *Can. J. Civ. Eng.* 11(4), 833–843. 1984.

BILLING, J. R., AND GREEN, R. Design provisions for dynamic loading of highway bridges. Transportation Research Record 950, Transportation Research Board, Washington, DC, 94–103, 1984.

BISCONSINI, D. R. **Avaliação da irregularidade longitudinal dos pavimentos com dados coletados por smartphones.** Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2016.

BISCONSINI, D., NUÑEZ, J. Y. M., NICOLETTI, R., FERNANDES JR., J. L. Pavement Roughness Evaluation with Smartphones. **International Journal of Science and Engineering Investigations**, Volume 7, Issue 72. ISSN: 2251-8843, Paper ID: 77218-07, 2018.

BITTENCOURT, H. R. **Estatística Aplicada à Engenharia.** Apostila do Curso de Especialização em Engenharia de Processos e de Sistemas de Produção. Pontifícia Universidade Católica Do Rio Grande Do Sul, 2014.

BRADY, S. P.; O'BRIEN, E. J.; ZNIDARIC, A. **Effect of vehicle velocity on the dynamic amplification of a vehicle crossing a simply supported bridge.** J. Bridge Eng., 2006.

BRAIDO, J. D. **Avaliação da Superestrutura de Pontes Através de Parâmetros Dinâmicos.** Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UPF, Passo Fundo, 2014.

CAI, C. S.; SHI, X. M.; ARAUJO, M.; CHEN, S.R. **Effect of approach span condition on vehicle-induced dynamic response of slab-on-girder road bridges.** Engineering Structures 29 3210–3226, Elsevier, 2007.

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

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA). **Commentary on CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code**, 2006.

CARNEIRO, A. L.; BITTENCOURT, T. N. **Coefficientes de Impacto Normativos em Pontes Rodoviárias: Uma Avaliação da Norma Brasileira em relação aos Códigos Estrangeiros.** X CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS. Rio de Janeiro, 2018.

CASTRO, T. S. **Estudo do coeficiente de distribuição transversal de cargas móveis em pontes de vigas mistas de aço e concreto.** Dissertação de Mestrado, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2016.

CANTIENI, R. Dynamic load testing of highway bridges. Transportation Research Record 950, Transportation Research Board, Washington, DC, 141–148. 1984.

CHEN, P. Y.; Popovich, P. M. **Correlation: parametric and nonparametric measures.** London, 2002.

CHOPRA, K. A. **Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering.** 4. ed. Boston, Prentice Hall, 2011. ISBN 13: 978-0-13-285803-8.

CHOWDHURY, M. R. RAY, J. C. **Accelerometers for bridge load testing.** NDT&E International 36, 237–244, 2003.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO - CONTRAN. Resolução nº 12. Brasília, DF, 1998.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO - CONTRAN. Resolução nº 62. Brasília, DF, 1998.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO - CONTRAN. Resolução nº 104. Brasília, DF, 1999.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO - CONTRAN. Resolução nº 184. Brasília, DF, 2005.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO - CONTRAN. Resolução nº 210, de 13/11/2006. Brasília, DF, 2006.



DANCEY, C. P; REIDY, J. Estatística sem matemática para psicologia: usando SPSS para Windows. **Artmed**. Porto Alegre, 2006.

DEL ROSARIO M. B.; REDMOND S. J.; LOVELL N. H. **Tracking the evolution of smartphone sensing for monitoring human movement**. *Sensors*, v. 15, no. 8, pp. 18901 – 18933, 2015. DOI: 10.3390/s150818901.

DENG, L.; YU, Y.; ZOU, Q.; CAI, C.S. State-of-the-Art Review of Dynamic Impact Factors of Highway Bridges, **Journal Bridge Engineering**, v. 5, p. 1-14, 2015. DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000672.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM – DAER. **Cadastro de Obras de Arte Especiais do RS**. Outubro de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de estudos de tráfego**. Rio de Janeiro, 2006a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de restauração de pavimentos asfálticos**. Rio de Janeiro, 2006b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de gerência de pavimentos**. Instituto de pesquisas rodoviárias, publicação 745, Rio de Janeiro, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Base de dados de Obras de Arte Especiais - BDOAE**. 2017. Disponível em: <http://servicos.dnit.gov.br/dnitcloud/index.php/s/gkQB3SNPH7cwF5F>. Acesso em: 26 de março de 2019.

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS - DGC. **Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera**. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, Madrid, 1999.

DOUANGPHACHANH, V., ONEYAMA, H. A study on the use of smartphones under realistic settings to estimate road roughness condition. **EURASIP: Journal on Wireless Communications and Networking**, v. 114, 1-11, 2014. DOI:10.1186/1687-1499-2014-114.

DU, Y; LIU, C; WU, D; JIANG, S. **Measurement of International Roughness Index by Using Z-Axis Accelerometers and GPS**, **Mathematical Problems in Engineering**, v. 2014, p.1-10, 2014. DOI: 10.1155/2014/928980.

DUHAMEL, P; VETTERLI, M. **Fast Fourier Transforms: a tutorial review and a state of the art**. *Signal Processing*, v. 19, p. 259-299, 1990. Disponível em: <http://math.berkeley.edu/~strain/273.F10/duhamel.vetterli.fft.review.pdf>.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges**. Brussels, Belgium, 2003.

FILHO, D. B. F. et al. Desvendando os mistérios do coeficiente de correlação de Pearson: O retorno. **Leviathan**, n. 8, p. 66-95. São Paulo, 2014.

GREEN, M.F.; CEBON, D.; COLE, D.J. Effects of Vehicle Suspension Design on Dynamics of Highway Bridges, *Journal of Structural Engineering – ASCE*, v. 121, No. 2, p. 272-282, 1995.

HAN, F.; DAN-HUI, D.; WANG, H. A study on dynamic amplification factor and structure parameter of bridge deck pavement based on bridge deck pavement roughness. **Hindawi**, *Advances in Civil Engineering*, v. 2018, article ID 9810461, 2018.

HBM. **QuantumX MX84 – Datasheet**. Darmstadt, 2016.

HBM. **MGCplus – Datasheet**. Darmstadt, 2018.

HE, J. FU, Z. **Modal Analysis**. 1. ed. Oxford: University of Oxford, 2001. 291 p. Butterworth-Heinemann. Woburn. Disponível em: [http://papai.ucoz.hu/konyvek/He-Fu\\_Modal-Analysis.pdf](http://papai.ucoz.hu/konyvek/He-Fu_Modal-Analysis.pdf).

JAPANESE ROAD ASSOCIATION. **JRA**. Specification for Highway Bridges, Part V, Seismic Design, 1996.

KIRKCALDIE, D. K.; WOOD, J. H. **Review of Australian standard AS5100 Bridge design with a view to adoption - Volume 1**. NZ Transport Agency Research Report 361, 2008.

LEONARD, D. R. Dynamic tests on highway bridges—Test procedures and equipment. Rep. 654, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, U.K., 1974.

LI, Y.; O'BRIEN, E.; GONZÁLEZ, A. The development of a dynamic amplification estimator for bridges with good road profiles. **Journal of Sound and Vibration** **293**, 125–137, 2005. DOI:10.1016/j.jsv.2005.09.015

LIMA, S, S; SANTOS, C. H. S. **Análise dinâmica de estruturas**. p. 169-171. Rio de Janeiro, 2008. ISBN 978-85-7393-584-4.

LUCHI, L. A. R. **Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras**. Tese de Doutorado, EPUSP, São Paulo, SP, Brasil, 2006.

LUDESCHER, H. BRÜHWILER, E. **Dynamic amplification of traffic loads on road bridges. structural engineering international**, 2009. DOI: 10.2749/101686609788220231.

MCLEAN, D. L.; MARSH, M. L. **Dynamic impact factors for bridges**. NCHRP Synthesis 266, Transportation Research Board, Washington, DC, 1998.

MEIRELLES, B, F, J. **Análise dinâmica de estruturas por modelos de elementos finitos identificados experimentalmente**. Guimarães: Universidade de Minho, 2007. 344 p., 21 cm.

MELO, E. S. **Interação Dinâmica Veículo-Estrutura Em Pequenas Pontes Rodoviárias**. Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal Do Rio De Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2007.

MILANI, C. J. **Subsídios para o diagnóstico das pontes do sistema viário do município de Pato Branco – Paraná**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Passo Fundo. Passo Fundo, 2010.

MINISTRY OF TRANSPORT OF THE PEOPLE'S REPUBLIC OF CHINA (MTPRC). **General code for design of highway bridges and culverts**. Beijing, 1989.

MINISTRY OF TRANSPORT OF THE PEOPLE'S REPUBLIC OF CHINA (MTPRC). **General code for design of highway bridges and culverts**. Beijing, 2004.

MULITERNO, B. K.; MULITERNO JUNIOR, F.; PRAVIA, Z. M. C. Avaliação da irregularidade longitudinal do pavimento sobre pontes usando acelerações medidas por smartphones. **Transportes**, v. 27, n. 2, p. 182-193, 2019. DOI:10.14295/transportes.v27i2.1686.

NETO, J. O. A. **Uso Do GPS no monitoramento dinâmico da infraestrutura de transportes: pontes rodoviárias em concreto**. Tese de Doutorado, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2017.

NEW ZEALAND TRANSPORT AGENCY (NZTA). **Bridge manual**. 2013.

OBRIEN, E. J.; CANTERO, D.; ENRIGHT, B.; GONZÁLEZ, A. **Characteristic dynamic increment for extreme traffic loading events on short and medium span highway bridges**. *Eng. Struct.*, 32(12), 3827–3835, 2010.

PAEGLITE, I.; PAEGLITIS, A. **The Dynamic Amplification Factor of the Bridges in Latvia**. 11th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques, MBMST. Published by Elsevier Ltd, 1877-7058. 2013.

PAGE, J. Dynamic wheel load measurements on motorway bridges. Transport and Road Research Laboratory Rep. LR722, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, U.K., 1976.

PARK et al. Influence of road surface roughness on dynamic impact factor of bridge by full-scale dynamic testing. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 32, p. 825-829, 2005. DOI: 10.1139/105-040.

PAULTRE, P.; CHAALLAL, O.; PROULX, J. **Bridge dynamics and dynamic amplification factors — a review of analytical and experimental findings**. Canadian Journal Of Civil Engineering, v. 19, n. 2, p.260-278, 1992.

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

RIBEIRO, J. L. D.; CATEN, C. T. **Projeto de Experimentos**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Porto Alegre – RS, 2003.

ROSSIGALI, C. E. **Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vãos no Brasil**. Tese de doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2013.

SAHIN, A.; BAYRAKTAR, A. **Forced-vibration testing and experimental modal analysis of a steel footbridge for structural identification**. Journal of Testing and Evaluation, v. 42, p. 695-712, 2014. DOI: 10.1520/JTE20130166.

SANTOS, E. F. **Análise E Redução De Vibrações Em Pontes Rodoviárias**. Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal Do Rio De Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2007.

SANTOS, C. A. N. dos. **Retro-análise de estruturas de pontes por meio de técnicas teórico-numérico-experimentais**. 2013. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

SAYERS, M. W.; GILLESPIE, T. D.; QUEIROZ, C. A. V. **The International Road Roughness Experiment: Establishing Correlation and a Calibration Standard for Measurements**. World Bank Technical Paper. 1986.

SILVA, J.G.S. **Análise Dinâmica não-determinística de Tabuleiros de Pontes Rodoviárias com Irregularidades Superficiais**. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil PUC-RJ, Rio de Janeiro, 1996.

SILVA, L. L.; RODRIGUES J. R.; CAZO, R. M.; CARVALHO, M. M.; PASSARO, A.; ALMEIDA V. R. **Caracterização de erros sistemáticos em um acelerômetro micro-eletrônico capacitivo**. VIII Simpósio Brasileiro de Engenharia Inercial - SBEIN, Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais - INPE, São José dos Campos, Brasil, 2015.

SMITH, S. W. **The scientist and engineer's guide to digital signal processing**. Second Edition, California Technical Publishing. California, 1999.

TOZETTO, R. S. **Desenvolvimento de um sistema de monitoramento de vibrações em estruturas de baixa frequência natural**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2016.

VACCARO, R. NASSIF, H. H. GINDY, M. **An algorithm for estimating bridge deflection from accelerometer measurements**. Conference Paper, 11th Asilomar Conference. 2006. DOI: 10.1109/ACSSC.2006.354806.

VIANA, C. H. L. **Análise Comparativa de Critérios de Normas para os Efeitos da Carga Móvel em Pontes Rodoviárias em Estrutura Mista Aço-Concreto**. X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, 2018.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. Uma contribuição ao estudo da avaliação da segurança de pontes existentes. **Engenharia Estudo e Pesquisa**. ABPE, v. 15, n. 2, p. 03-13, 2015.

WANG, N.; LI, K. LIU, H.; ZHAO, X. **Structural Displacement Monitoring using Smartphone Camera and Digital Image Correlation**. IEEE Sensors Journal, 2018. DOI 10.1109/JSEN.2018.2828139.

YANG, J.; BAI, Y.; YANG, X.; FENG, Y. **Dynamic Amplification Factor Measuring of T-girder Bridges**. Key Engineering Materials, v. 540, p. 29-36, Trans Tech Publications, Switzerland, 2013. DOI:10.4028/www.scientific.net/KEM.540.29.

YANG, Y.B., LIAO, S.S., LIN, B.H. **Impact formulas for vehicles moving over simple and continuous beams**. Journal of Structural Engineering – ASCE, v. 121, No. 11, p. 1644-1650, 1995.

ZHAO, Z.; UDDIN, N. **Determination of Dynamic Amplification Factors Using Site-Specific B-WIM Data**. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2014. DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000491.



# UPF

UNIVERSIDADE  
DE PASSO FUNDO

UPF Campus I - BR 285, São José  
Passo Fundo - RS - CEP: 99052-900  
(54) 3316 7000 - [www.upf.br](http://www.upf.br)