

**ANÁLISE NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE UMA PONTE METROVIÁRIA DE
CONCRETO: ESTUDO DE CASO**

RAFAEL DE ALMEIDA SOBRAL

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA / DF: JULHO – 2023

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE UMA PONTE
METROVIÁRIA DE CONCRETO: ESTUDO DE CASO**

RAFAEL DE ALMEIDA SOBRAL

ORIENTADOR: RODRIGO DE MELO LAMEIRAS
CO-ORIENTADOR: LUIS AUGUSTO CONTE MENDES VELOSO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO:
BRASÍLIA-DF
JULHO 2023

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE UMA PONTE
METROVIÁRIA DE CONCRETO PROTENDIDO: ESTUDO DE CASO**

RAFAEL DE ALMEIDA SOBRAL

DISSETAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDO AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Rodrigo de Melo Lameiras, D.Sc (UnB)
(Orientador)

Prof. Guilherme Santana Alencar, D.Sc (UnB)
(Examinador interno)

Prof. Maurício de Pina Ferreira, D.Sc (UFPA)
(Examinador externo)

BRASÍLIA/DF, 12 DE JULHO DE 2022

FICHA CATALOGRÁFICA

SOBRAL, RAFAEL DE ALMEIDA

Análise Numérico-Experimental de uma Ponte Metroviária de Concreto

Protendido: Estudo de Caso [Distrito Federal] 2023.

xx, 110p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2023)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Monitoramento Estrutural

2. Concreto Protendido

3. Pontes

4. Análise Numérico-experimental

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SOBRAL, R.A. (2023). Análise Numérico-Experimental de uma Ponte Metroviária de Concreto Protendido: Estudo de Caso. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 110p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Rafael de Almeida Sobral.

TÍTULO: Análise Numérico-Experimental de uma Ponte Metroviária de Concreto

Protendido: Estudo de Caso

GRAU: Mestre em Estruturas e Construção Civil ANO: 2023

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito da autora.

Rafael de Almeida Sobral.

Rua 18 Sul, Lotes 9/11, Bloco A, apartamento 501, Residencial Saint Moritz

CEP: 71.940-540 Brasília – DF – Brasil

e-mail: rafaell.sobrall@gmail.com

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho a Deus e a minha família

AGRADECIMENTOS

Essa dissertação de mestrado é fruto de uma longa caminhada, repleta de desafios, os quais só foram superados com a ajuda de pessoas incríveis que estiveram ao meu lado nesses longos anos de pesquisa.

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus, se eu pude fazer esse mestrado foi por conta de todos os privilégios que Ele me concedeu

Agradeço a minha família: minha mãe Lidiane, meu pai Ronaldo, meu padrasto Márcio, meus irmãos Arthur, Ana e Letícia, minhas avós Rosa e Maria, minha Tia Mahina e meu Tio Guilherme. Vocês sempre foram minha base! Obrigada por sempre estarem ao meu lado e me ajudarem em todas as inúmeras tarefas e ideias loucas da vida. Sem o apoio de vocês com certeza teria sido muito mais difícil. Obrigado sempre por todo o cuidado e amor, vocês são o meu maior presente.

Agradeço ao meu orientador, Rodrigo Lameiras, meu coorientador Luis Veloso e ao meu mentor Renan Rocha, com quem eu tive a oportunidade e o prazer de trabalhar ao longo desses últimos 3 anos e meio. Foram muito obstáculos superados nesses anos que trabalhamos juntos, que com certeza são aprendizados de uma vida inteira! Obrigado pela paciência e por toda a ajuda de vocês.

Agradeço também aos meus amigos Danilo, Estêvan, Laura, Luiz, , Manoel, Marcos, Marília, Patrícia, Renata.

Agradeço também ao Grupo de Estudos de Tecnologias da Engenharia Civil (GETEC-UnB) por todas as oportunidades que me proporcionou dentro e fora do ambiente universitário e amizades que fiz, que me ajudaram e muito a crescer como profissional! Vocês sempre terão um lugar muito especial no meu coração.

RESUMO

O monitoramento de estruturas está crescendo em importância devido às demandas da sociedade sobre segurança, confiabilidade e gerenciamento econômico da infraestrutura envelhecida. Após a demanda inicial de construção, é natural que haja preocupação por parte dos gestores para temas relativos ao monitoramento, detecção, estimativa e previsão de danos e vida útil das estruturas. No contexto das grandes cidades brasileiras, que apresentam parte de sua infraestrutura rodoviária e metroviária com muitos anos de utilização, há necessidade de avaliação mais detalhada da integridade das grandes estruturas, como pontes e viadutos, que não pode ser completamente atendida apenas com inspeções visuais. Nesse sentido, o monitoramento de vibração e a modelagem estrutural analisando as características dinâmicas e estáticas da estrutura tornou-se uma excelente técnica de investigação para avaliação e previsão da integridade estrutural de grandes estruturas. Sendo agora um campo de estudo e aplicação maduro, tem vários benefícios, como fácil implementação e uma consistência razoável nos parâmetros medidos. Este trabalho apresenta a análise numérica-experimental modelagem da ponte em concreto protendido sobre o Córrego Vicente Pires do Sistema Metroviário de Brasília, visando a identificação de parâmetros modais como frequências naturais e formas modais, e de padrões de deslocamento e deformação. Também foi realizado testes de impulso e vibração ambiente realizados em uma laje em escala real e um sistema profissional com de um sistema multinó sem fio SHM baseado em vibração de baixo custo, baseado na plataforma Arduino, para identificação de parâmetros modais em infraestruturas civis e comparado com um sistema profissional de acelerômetros, o mesmo utilizado no monitoramento da ponte metroviária. Os dados obtidos do sistema proposto nos testes de impulso permitiram estimar frequências naturais dentro de 2%, e valores de *Modal Assurance Criteria (MAC)* em torno de 0,3 a 0,9, em relação aos estimados com o sistema profissional. No entanto, o sistema de baixo custo não foi capaz de produzir dados utilizáveis em testes de vibração ambiente. Pode se concluir que os resultados experimentais e numéricos apresentaram boa correlação e que as condições atuais da ponte estão de acordo com as hipóteses básicas de projeto.

ABSTRACT

The monitoring of structures is growing in importance due to society's demands on safety, reliability and economic management of aging infrastructure. After the initial demand for construction, it is natural that there is concern on the part of managers for issues related to the monitoring, detection, estimation and prediction of damage and useful life of structures. In the context of large Brazilian cities, which have part of their road and subway infrastructure with many years of use, there is a need for a more detailed assessment of the integrity of large structures, such as bridges and viaducts, which cannot be completely met only with visual inspections. In this sense, vibration monitoring and structural modeling analyzing the dynamic and static characteristics of the structure has become an excellent monitoring technique for evaluating and predicting the structural integrity of large structures. Being now a mature field of study and application, it has several benefits, such as easy implementation and a reasonable consistency in the measured parameters. This work presents the numerical-experimental analysis modeling of the bridge in prestressed concrete over the Vicente Pires Stream of the Brasilia Subway System, aiming at the identification of modal parameters such as natural frequencies and modal forms, and patterns of displacement and deformation. Impulse and ambient vibration tests were also carried out on a full-scale slab and a high-grade system with a low-cost vibration-based SHM wireless multinode system, based on the Arduino platform, for identification of modal parameters in civil infrastructures and compared with a professional accelerometer system, The same used in the monitoring of the subway bridge. The data obtained from the proposed system in the impulse tests allowed to estimate natural frequencies within 2%, and Modal Assurance Criteria (MAC) values around 0.3 to 0.9, in relation to those estimated with the high-grade system. However, the low-cost system was not able to produce usable data in ambient vibration tests. It can be concluded that the experimental and numerical results showed a good correlation and that the current conditions of the bridge are in accordance with the basic design hypotheses.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	4
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	4
1.2. MOTIVAÇÃO	7
1.3. OBJETIVOS.....	8
1.3.1. Objetivo Geral	8
1.3.2. Objetivos Específicos	8
1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO.....	9
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	10
2.1. ANÁLISE DE SEÇÕES DE CONCRETO.....	10
2.2. ANÁLISE MODAL DE ESTRUTURAS	15
2.3. MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS	20
2.4. MODELAGEM NUMÉRICA DE PONTES DE CONCRETO ATRAVÉS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	27
3. METODOLOGIA	29
3.1. ENSAIO DE IMPULSO E VIBRAÇÃO AMBIENTE EM UMA LAJE EM ESCALA REAL	30
3.2. ENSAIO DINÂMICO NA PONTE DE CONCRETO SOBRE O CÓRREGO VICENTE PIRES	35
3.2.1. APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA	35
3.2.2. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS.....	38
3.2.2.1. Ensaio de vibração forçada.....	39
3.2.2.2. Ensaio de vibração livre.....	43

4. ANÁLISE DA EM ESCALA REAL, UTILIZANDO UM SISTEMA DE BAIXO CUSTO E UM SISTEMA PROFISSIONAL.....	47
4.1. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL EXPERIMENTAL.....	47
4.1.1. Ensaio de impulso.....	47
4.1.2. Ensaio de vibração ambiente.....	51
5. ESTUDO DE CASO: A PONTE SOBRE O CÓRREGO VICENTE PIRES	53
5.1. RESULTADOS.....	53
5.1.1. Ensaio de vibração forçada.....	53
5.1.2. Análise de vibração livre.....	64
6. MODELAGEM NUMÉRICA.....	78
6.1. PARÂMETROS DO MODELO.....	78
6.2. FREQUÊNCIAS NATURAIS DE VIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO.....	83
6.3. ESTUDO PARAMÉTRICO DO MODELO NUMÉRICO	86
6.3.1. Parâmetros avaliados.....	86
6.3.1.1. Módulo de Elasticidade do Concreto.....	86
6.3.1.2. Rigidez do Aparelho de Apoio	87
6.3.1.3. Coeficiente de reação vertical e horizontal do solo.....	89
6.3.2. Resultados.....	90
6.3.2.1. Módulo de Elasticidade	91
6.3.2.2. Rigidez do Neoprene	93
6.3.2.3. Coeficiente da reação vertical e horizontal do solo.....	95
7. CONCLUSÕES	97
7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	97
7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	99

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 3-1: Parâmetros da monitoração 1	44
Tabela 4-1: Frequências naturais identificadas a partir do teste de vibração de impulso. As frequências marcadas com * estão associadas a modos identificados com uma seleção manual de picos.....	49
Tabela 4-2: Valores MAC entre os modos de vibração identificados por cada sistema (profissional e de baixo custo).	51
Tabela 5-1: Deslocamentos Máximos	56
Tabela 5-2: Deformações de tração máximas na região inferior das vigas.....	58
Tabela 5-3: Deformações máximas na região inferior das vigas	60
Tabela 5-4: Deformações máximas de compressão na região superior das vigas	62
Tabela 5-5: Resultados do Método FDD para a monitoração 1	67
Tabela 5-6: Parâmetros da monitoração 2	70
Tabela 5-7: Resultados do Método FDD para a monitoração 2	74
Tabela 5-8: Valores de MAC para as monitorações 1 e 2.....	77
Tabela 6-1 - Tipos de elementos utilizados nos modelos.....	81
Tabela 6-2: Modos de vibração do modelo numérico.....	83
Tabela 6-3: Comparação entre monitoração 1 e modelo numérico	85
Tabela 6-4: Comparação entre monitoração 2 e modelo numérico	86

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1-1: Acidente do viaduto do eixo rodoviário de Brasília.....	5
Figura 1-2: Acidente do viaduto na Marginal Pinheiros em São Paulo (Fonte: (Skaf et al., 2019)(Skaf et al., 2019)).	5
Figura 2-1: Diagrama tensão-deformação do concreto (Adaptado da NBR 6118 (2014)).	12
Figura 2-2: Diagrama tensão-deformação do aço passivo (Adaptado da NBR 6118 (2014)).	13
Figura 2-3: Oscilador – Sistema de um grau de liberdade (Clough e Penzien, 2002).	16
Figura 2-4: Equipamentos do ensaio de vibração forçada. (a)Martelo de Impacto; (b) Vibrador de massa excêntrica; (c) Shaker eletrodinâmico; (d) Equipamento de excitação de impacto para pontes (Caetano e Cunha, 2006).	21
Figura 2-5: Dispositivo de impacto de massa – “Drop Weight” (Souza <i>et al.</i> , 2009).	22
Figura 3-1: Etapas do desenvolvimento da pesquisa.	29
Figura 3-2: Esquema da laje monitorada: geometria e nós monitorados (A1-A5). Unidades em mm.....	31
Figura 3-3: Teste de vibração de impulso e laje monitorada.	32
Figura 3-4: Protótipo do sistema de baixo custo (Cavalcante, 2021).....	33
Figura 3-5: Suporte para fixação dos acelerômetros (Cavalcante, 2021).	34
Figura 3-6: Vista da ponte metroviária sobre o Córrego Vicente Pires.	35
Figura 3-7: Vista frontal do vão monitorado da ponte metroviária sobre o Córrego Vicente Pires.	36
Figura 3-8: Localização geográfica da ponte sobre o córrego Vicente Pires (google imagens).	36
Figura 3-9: Planta baixa e Vista Lateral da Ponte Metroviária (dimensões em centímetros)..	37
Figura 3-10: Seção transversal típica dos tabuleiros da Ponte Metroviária (dimensões em centímetros).....	38
Figura 3-11: Sistema de aquisição ADS-2000 da LYNX	39
Figura 3-12: Posicionamento em planta baixa dos transdutores de deslocamento e extensômetros (dimensões em centímetros).....	40

Figura 3-13: Posicionamento em corte dos transdutores de deslocamento (dimensões em centímetros).....	40
Figura 3-14: Posicionamento do sistema de ensaio com os transdutores de deslocamento.....	41
Figura 3-15: Processo de colagem dos extensômetros.....	42
Figura 3-16: Posicionamento em corte dos extensômetros elétricos (dimensões em centímetros).	43
Figura 3-17: Acelerômetro piezoelétrico sísmico uniaxial.	44
Figura 3-18: Posicionamento dos acelerômetros nas seções transversais das longarinas (dimensões em centímetros).....	45
Figura 3-19: Posicionamento em planta dos acelerômetros ao longo do vão (dimensões em centímetros).....	45
Figura 3-20: Configuração experimental 1 – análise das acelerações verticais.	46
Figura 3-21: Representação do vão da ponte metroviária sobre o córrego Vicente Pires no ARTeMIS Modal.....	46
Figura 4-1: Estimativas de densidade espectral de potência a partir de testes de vibração por impulso do sistema profissional e do sistema de baixo custo: a) Sistema profissional; b) Sistema de baixo custo. As frequências identificadas por (Carmona, Avila e Doz, 2017) são marcados em linhas verticais vermelhas.	48
Figura 4-2: Modos de vibração dos três primeiros modos de teste de vibração de impulso: (a) Sistema profissional; b) Sistema de baixo custo.	50
Figura 4-3: Estimativas de densidade espectral de potência a partir de testes de vibração ambiente do sistema profissional e do sistema de baixo custo: (a) sistema profissional; b) sistema de baixo custo. As frequências identificadas por (Carmona, Avila e Doz, 2017) são marcados em linhas verticais vermelhas.	52
Figura 5-1: Análise de deslocamento das vigas V2 e V3 durante a passagem do trem (01/02).	54
Figura 5-2: Análise de deslocamento das vigas V2 e V3 durante a passagem do trem(02/02).	55
Figura 5-3: Análise de deformação na região inferior das vigas durante a passagem do trem (01/02).	56
Figura 5-4: Análise de deformação na região inferior das vigas durante a passagem do trem (02/02).	57

Figura 5-5: Análise de deformação na região intermediária das vigas durante a passagem do trem (01/02).....	58
Figura 5-6: Análise de deformação na região intermediária das vigas durante a passagem do trem (02/02).....	59
Figura 5-7: Análise de deformação na região superior das vigas durante a passagem do trem.	61
Figura 5-8: Análise de deformação ao longo da seção das vigas de concreto armado (02/02).	63
Figura 5-9: Análise de deformação ao longo da seção das vigas de concreto armado (02/02).	63
Figura 5-10: Séries temporais dos acelerômetros da monitoração 1.....	65
Figura 5-11: Valores singulares da matriz de densidade espectral que representam as frequências estimadas para o método FDD.....	66
Figura 5-12: Ampliação dos valores singulares da matriz de densidade espectral para o método FDD.....	67
Figura 5-13: Modo de flexão vertical ($f=4,883\text{Hz}$) obtido pelo método FDD.....	68
Figura 5-14: Modo de flexo-torção ($f=13,428\text{Hz}$) obtido pelo método FDD	68
Figura 5-15: Modo de flexão vertical ($f=16,235\text{Hz}$) obtido pelo método FDD.....	69
Figura 5-16: Modo de torção ($f=21,118\text{Hz}$) obtido pelo método FDD.....	69
Figura 5-17: Séries temporais dos acelerômetros da monitoração 2.....	71
Figura 5-18: Representação do vão da ponte metroviária sobre o córrego Vicente Pires no ARTeMIS Modal.....	72
Figura 5-19: Valores singulares da matriz de densidade espectral que representam as frequências estimadas para o método FDD.....	73
Figura 5-20: Ampliação dos valores singulares da matriz de densidade espectral para o método FDD.....	74
Figura 5-21: Modo de flexão vertical ($f=4,883\text{Hz}$) obtido pelo método FDD.....	75
Figura 5-22: Modo de flexo-torção ($f=13,550\text{Hz}$) obtido pelo método FDD	75
Figura 5-23: Modo de flexão vertical ($f=16,357\text{Hz}$) obtido pelo método FDD.....	76
Figura 5-24: Modo de torção ($f=20,020\text{Hz}$) obtido pelo método FDD.....	76
Figura 6-1: Malha de elementos finitos correspondente ao Modelo 1: (a) modelo completo; (b) tabuleiro da ponte modelado com elementos <i>shell</i> ; (c) vigas longarinas, transversinas e vigas de	

cabeceira nas quais se aplicam as condições de contorno, modeladas com elementos <i>frame</i> , e os aparelhos de apoio, em verde, modelados com elementos <i>link</i>	79
Figura 6-2: Malha de elementos finitos utilizada no Modelo 2: (a) modelo completo; (b) tabuleiro da ponte e blocos de fundação modelados com elementos <i>shell</i> ; (c) vigas longarinas, transversinas e vigas de cabeceira nas quais se aplicam as condições de contorno, modeladas com elementos <i>frame</i> , os aparelhos de apoio, em verde, modelados com elementos <i>link</i> , e molas de condições de contorno elástica, em verde.	80
Figura 6-3: Elementos de ligação entre o tabuleiro e a cabeceira: (a) elementos rígidos; (b) elementos tipo <i>Link</i> inseridos entre os elementos rígidos, para modelagem dos apoios de neoprene.	82
Figura 6-4: Modo 1 – $f = 4,835$ Hz	84
Figura 6-5: Modo 2 – $f = 12,740$	84
Figura 6-6: Modo 3 – $f = 16,616$ Hz	84
Figura 6-7: Modo 4 – $f = 19,907$ Hz	85
Figura 6-8: Análise paramétrica do módulo de elasticidade do concreto (modos 1 a 3).	92
Figura 6-9: Análise paramétrica do módulo de elasticidade do concreto (modos 4 a 7).	92
Figura 6-10: Análise paramétrica da rigidez do neoprene do aparelho de apoio (modos 1 a 3).	94
Figura 6-11: Análise paramétrica da rigidez do neoprene do aparelho de apoio (modos 4 a 7).	94
Figura 6-12: Análise paramétrica da rigidez do solo (modos 1 a 5)	96
Figura 6-13: Análise paramétrica da rigidez do solo (modos 6 a 9).	96

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área da região avaliada da seção transversal;
A_{si}	Área total da camada i
C	Contorno da região avaliada;
c	Coefficiente de amortecimento do sistema;
c_c	Amortecimento crítico;
f	Frequência natural não amortecida;
f_d	Frequência natural amortecida;
f_{yd}	Tensão de escoamento de cálculo do aço;
$H(f)$	Matriz TFD;
I_x	Momento de inércia em relação ao eixo x da seção transversal;
I_y	Momento de inércia em relação ao eixo y da seção transversal;
k	Rigidez do sistema;
m	Massa da partícula (não variando com o tempo);
M_c	Momento fletor no concreto;
M_r	Momento fletor resultante;
M_s	Momento fletor no aço;
N_c	Força normal no concreto;
N_r	Força normal resultante;
N_s	Força normal no aço;
P	Função de x e y ;
$p(t)$	Força externa aplicada na direção do deslocamento;
Q	Função de x e y ;
$R(\tau)$	Sinal adquirido;
$S(f)$	Espectro de densidade de resposta;
$S_p(f)$	Matriz da função de densidade espectral da excitação;

$S_q(f)$	Matriz do espectro de densidade de resposta;
$u(t)$	Deslocamento do sistema;
$\dot{u}(t)$	Velocidade da partícula;
$\ddot{u}(t)$	Aceleração da partícula no tempo;
x_c	Coordenada do eixo x do centroide da seção transversal;
y_c	Coordenada do eixo y do centroide da seção transversal;
y_{si}	Ordenada do centro de gravidade da camada i;
α	Adimensional da tensão no aço;
σ	Tensão no concreto ou no aço;
σ_c	Tensão normal no concreto;
σ_s	Tensão normal no aço;
σ_{cd}	Tensão máxima de compressão de cálculo do concreto;
σ_{si}	Tensão no centro da armadura da camada i;
ε	Deformação no concreto ou no aço por mil;
ε_{yd}	Deformação de escoamento de cálculo do aço por mil;
ξ	Taxa de amortecimento;
φ_k	Vetor modal analítico;
$\tilde{\varphi}_j$	Vetor modal experimental;
ω	Frequência natural circular;
ω_d	Frequência natural cíclica amortecida;
ω_j^2	Autovalores representando o quadrado das frequências circulares;
$[K]$	Matriz de rigidez do sistema;
$[M]$	Matriz de massa do sistema;
$\{U\}$	Vetor deslocamentos;
$\{\ddot{U}\}$	Vetor aceleração;
$\{\hat{\varphi}_j\}$	Autovetores dos deslocamentos dos respectivos modos;

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O concreto é o material estrutural mais utilizado pela humanidade, sendo seu consumo estimado da ordem de seis bilhões de toneladas por ano (Mehta e Monteiro, 1994). Este material apresenta diversas características que favorecem a sua aplicação, como durabilidade, resistência, plasticidade e alta versatilidade, que permitem a obtenção de soluções construtivas mais práticas e econômicas em determinados tipos de estruturas, se comparado aos demais materiais. Com isso, esse material apresenta importância na composição da infraestrutura mundial, principalmente na execução de Obras de Arte Especiais (OAEs).

Apesar de tantas vantagens, o concreto está sujeito à ação deletéria do meio ambiente e das agressões físicas e químicas, assim como qualquer outro material (Machado e Machado, 2015). Portanto, é natural que as estruturas de concreto passem por um processo de perda de desempenho e, de forma a garantir a sua vida útil, é necessário sujeitar estes elementos a manutenção regular e reparos.

Além das condições naturais do ambiente, existem outros fatores que podem comprometer o desempenho de uma estrutura, como: os defeitos estruturais provocados por erros de projeto, erros de execução da obra e erros de especificação de materiais; os danos proporcionados devido à sobrecarga da estrutura, a efeitos naturais (terremotos) e a acidentes (incêndio); e a deterioração causada pela corrosão ou ataque de sulfato.

As Obras de Arte Especiais que compõem a infraestrutura brasileira estão em processo de envelhecimento. As condições de segurança de OAEs devem ser habitualmente analisadas, quer nas fases iniciais do projeto e construção, quer em eventuais fases posteriores de exploração, reabilitação ou reforço (Magalhães, Cunha e Caetano, 2005). Contudo, alguns acidentes ocorridos nos últimos anos, mostram que essas condições de segurança não estão sendo analisadas e nem monitoradas com a devida frequência.

Como exemplo da falta de gestão e manutenção das OAEs, pode ser citada a ruína do viaduto da rodovia DF-002 (Figura 1-1a), ocorrida em fevereiro de 2018, uma estrutura com aproximadamente 22 metros de vão, projetada e construída na década de 60, localizada no centro da capital do Brasil, Brasília. De acordo com (Pereira *et al.*, 2018), o colapso da estrutura

ocorreu devido à infiltração das águas pluviais as quais, ao longo dos anos, corroeram os cabos de protensão transversais dos pilares que apoiavam o tabuleiro (Figura 1-1b).



a) Ruptura do tabuleiro.



b) Ruptura dos cabos de protensão do pilar.

Figura 1-1: Acidente do viaduto do eixo rodoviário de Brasília.

Outro acidente recente foi a ruína do viaduto no trecho Oeste da Marginal Pinheiros em São Paulo capital no ano de 2019, no qual ocorreu a ruptura da lingueta devido ao atrito crescente nos apoios deslizantes, esmagamento do concreto e à defeitos de concretagem (Figura 1-2).



a) Ruptura do tabuleiro.



b) Ruptura da lingueta.

Figura 1-2: Acidente do viaduto na Marginal Pinheiros em São Paulo (Fonte: (Skaf et al., 2019)(Skaf et al., 2019)).

Até 2019, não havia no Brasil alguma lei ou norma que estabelecesse a obrigatoriedade de inspeções em OAES. Dessa forma, a NBR 9452 (2019) foi publicada com o intuito de normalizar a periodicidade e os procedimentos dessas inspeções. Com isso, definiu-se as inspeções em 4 tipos principais: a cadastral, que deve ser realizada assim que uma obra é finalizada ou a alterada; a rotineira, que se trata de uma inspeção visual realizada em um prazo não superior a um ano; a especial (prazo máximo de cinco anos); e, por fim, a extraordinária, que deve ser feita quando ocorre alguma demanda não programada como, por exemplo, impacto de um veículo ou um evento da natureza.

Com o intuito de se obter parâmetros quantitativos sobre a condição atual das OAEs, pode-se realizar juntamente com as inspeções visuais, o Monitoramento Estrutural (Moore *et al.*, 2001), o qual, de acordo com (Wenzel, 2009), é a implementação de uma estratégia de identificação de danos na obras civis de infraestrutura. Dano é definido como mudança nas propriedades dos materiais e/ou geometrias dos sistemas, incluindo alterações nas condições de contorno e nas interações entre elementos, afetando o desempenho de todos os sistemas que compõe as Obras de Arte Especiais (Wenzel, 2009).

Conforme (Ko e Ni, 2005), o monitoramento estrutural de pontes tem as seguintes funções: (a) validar premissas e parâmetros de projeto com o potencial benefício de melhorar especificações de norma para estruturas similares no futuro; (b) detectar anomalias na relação entre as solicitações e as respostas estruturais, e um possível dano/deterioração em estágio inicial garantindo a segurança estrutural; (c) prover informações em tempo real para uma avaliação imediata segura depois de desastres ou eventos extremos; (d) fornecer evidências e instruções para o planejamento e a priorização das inspeções, recuperações, manutenções e reparos em pontes; (e) monitorar reparos e reformas com o intuito de avaliar a efetividade destes; e (f) obter grandes quantidades de dados *in situ* para pesquisas de ponta em engenharia de pontes, como projetos resistentes a ventos e terremotos e novos tipos estruturais.

O desenvolvimento de modelos numéricos estruturais é crucial para melhorar o entendimento dos comportamentos dinâmicos da estrutura a ser analisada, além de se mostrar uma forma mais rápida e econômica de analisar o comportamento estrutural. Na engenharia civil, essas formulações são, muitas vezes, solucionadas através de métodos numéricos como o Método do Elementos Finitos (MEF).

Com o intuito de se obter respostas mais coerentes, uma das técnicas utilizadas no Monitoramento Estrutural é a identificação dos parâmetros modais da estrutura (frequências naturais e modos de vibração) por meio de ensaios dinâmicos.

Assim, este trabalho aborda um estudo de caso realizado numa Obra de Arte Especial de concreto situada no Distrito Federal, Ponte Metroviária sobre o Córrego Vicente Pires, onde foi realizada uma análise numérica-experimental com o intuito de avaliar a sua integridade estrutural. Essa ponte foi escolhida dado o tráfego determinístico, por ser ferroviária e por apresentar fácil acesso para o monitoramento. O estudo foi realizado de modo a se acessar experimentalmente o comportamento estrutural dinâmico da estrutura em questão e avaliar

numericamente a sensibilidade a alguns parâmetros que podem alterar o comportamento dinâmico da estrutura. Também foi realizado um ensaio utilizando um sistema *Structural Health Monitoring (SHM)* sem fio baseado em vibrações de baixo custo composto por uma rede de sensoriamento escalável controlada por um nó central, baseado na plataforma Arduino, para identificação de parâmetros modais em infraestruturas civis. Uma laje em escala real foi utilizada como referência de teste, sendo monitorada tanto com o sistema proposto de baixo custo quanto com um sistema profissional, a fim de validar o sistema de baixo custo e avaliar seu desempenho para estimar frequências naturais e modos de vibração em comparação com um sistema profissional. Todos os esquemas eletrônicos, códigos-fonte do sistema e algoritmos de pós-processamento são disponibilizados em um repositório de código aberto (Rocha Ribeiro, 2023).

1.2. MOTIVAÇÃO

A utilização do monitoramento estrutural em Obras de Arte Especiais vem sendo realizada no mundo a partir da década de 1990 (Allemang, 2003; Brincker e Andersen, 2000; Farrar e Jauregui, 1998; Felber, 1994; Moore *et al.*, 2001; Tennyson *et al.*, 2001) mostrando-se uma atividade com aplicações práticas e eficientes, com o intuito de fornecer dados quantitativos aos gestores de Obras de Arte Estruturais para que seja realizada uma gestão eficiente das condições de uso da estrutura.

A tendência no uso de sensores inteligentes que possam produzir insumos aos gestores é clara. Atualmente, muitas estruturas já são projetadas e executadas com o sistema de monitoramento estrutural desde o seu funcionamento inicial. Essas construções também são chamadas de construções inteligentes, a qual é definida como um sistema estrutural que é capaz de captar estímulos externos como deformações, variações de temperatura, acelerações, entre outras, e processá-los em tempo real (Thill *et al.*, 2008).

Contudo, apesar dos acidentes estruturais ocorridos nos últimos anos devido ao envelhecimento da infraestrutura e a sua falta de manutenção, ainda é escasso o número de Obras de Arte Especiais que possuem monitoramento estrutural no Brasil. Isso se deve ao elevado custo dos equipamentos, da mão de obra necessária e também pela falta de capacitação técnica e gerencial dos órgãos responsáveis pelas OAEs em conseguir transformar esses dados em insumos para realização de programas de manutenção e reparo.

Assim, o tema deste trabalho surgiu da conscientização do meio técnico-científico regional da necessidade de se implementar uma política de inspeção e monitoramento das infraestruturas do Distrito Federal e de se treinar o corpo técnico local para realizar a avaliação da integridade estrutural de pontes e viadutos. O acidente, ocorrido no eixo rodoviário do Distrito Federal, levou a Secretaria de Obras do Distrito Federal buscar capacitação e treinar a equipe por meio de um convênio com a Universidade de Brasília. A ideia de se realizar um trabalho inicial na forma de um estudo de caso surgiu após conversas entre o corpo técnico da Secretaria de Obras do Distrito Federal – SODF e professores da Universidade de Brasília, que tinha o intuito de formalizar uma parceria maior para promover o monitoramento de estruturas importantes do Distrito Federal e o desenvolvimento de competências e habilidades do corpo técnico local.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo principal realizar um estudo de caso para avaliar o comportamento estrutural da ponte metroviária sobre o córrego Vicente Pires, fazendo-se uso de análises experimentais e numéricas para acessar o seu comportamento dinâmico.

1.3.2. Objetivos Específicos

Em relação aos objetivos específicos deste trabalho, pode-se citar:

- Realizar uma análise modal operacional experimental com vibração livre, em um laje em escala real, utilizando um sistema de baixo custo e um sistema profissional com o intuito de estimar e avaliar as propriedades dinâmicas (frequências naturais e modos de vibração) e comparar seus resultados;
- Realizar uma análise experimental de vibração forçada para medir os deslocamentos e deformações a partir de uma análise dinâmica no meio do vão selecionado da ponte metroviária para verificar a hipótese de Bernoulli;
- Realizar uma análise modal operacional experimental com vibração livre, em um vão da ponte metroviária, com o intuito de estimar e avaliar as propriedades dinâmicas (frequências naturais e modos de vibração);
- Desenvolver um modelo numérico em elementos finitos para determinar o comportamento dinâmico da estrutura

- Utilizando-se o modelo numérico construído, realizar uma análise paramétrica variando o módulo de elasticidade, rigidez dos aparelhos de apoio e coeficientes de mola do solo para verificar sua influência na propriedades modais do modelo numérico.
- Adquirir conhecimento e experiência prática ao nível da realização de ensaios dinâmicos em estruturas de grande porte.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é constituído de sete capítulos, sendo a introdução o primeiro deles, onde é abordada a visão geral do problema, destacando a importância da pesquisa, bem como os seus objetivos.

O segundo capítulo consiste na fundamentação teórica. Inicia-se o capítulo com as principais formulações necessárias referentes a análises de seções de concreto. Em seguida, apresenta-se os fundamentos teóricos de análise modal de estruturas e sobre o monitoramento de estruturas com o método de identificação modal utilizado neste trabalho. Por último, apresenta-se alguns conceitos sobre análise modal numérica utilizando o método dos elementos finitos.

No terceiro capítulo são apresentados os programas computacionais e materiais utilizados ao longo do trabalho e a metodologia adotada ao longo da análise numérico-experimental.

No quarto capítulo é feita a caracterização da laje real comparando os sistemas de baixo custo e profissional com a apresentação dos resultados experimentais obtidos utilizando o programa computacional Artemis Modal Pro 6.0.

No quinto capítulo é feita a caracterização da Ponte Metroviária sobre o córrego Vicente Pires e a apresentação dos resultados experimentais obtidos utilizando o programa computacional Artemis Modal Pro 6.0.

O sexto capítulo apresenta o processo de modelagem em Elementos Finitos utilizando o programa computacional SAP2000 da Ponte Metroviária e a análise paramétrica realizada variando alguns parâmetros modais.

No sétimo capítulo são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. ANÁLISE DE SEÇÕES DE CONCRETO

As estruturas de barra são elementos tridimensionais com duas dimensões com comprimentos da mesma ordem de grandeza e um terceira dimensão com um comprimento muito superior ao das outras duas dimensões. A seção transversal de uma barra é uma figura formada por um corte perpendicular a maior dimensão da barra, tendo suas dimensões de interesse. Logo, como os elementos de concreto como pilares, vigas e tirantes são calculados como elementos de barra, é de interesse para o cálculo de tensões e deformações se conhecer as propriedades geométricas de sua seção transversal.

As propriedades mais importantes da seção transversal de elementos lineares são a área, a localização do centroide e os momentos de inércia. Para realizar o cálculo dessas propriedades em elementos de seção transversal poligonal fechada utiliza-se como base o Teorema de Green (Thomas, 2009), conforme a Equação 2.1:

$$\oint_C P \cdot dx + Q \cdot dy = \iint_A \left(\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\partial P}{\partial y} \right) \cdot dx \cdot dy \quad \text{Equação 2.1}$$

No qual:

P e Q são funções de x e y;

A é a região avaliada;

C é o contorno da região avaliada.

De acordo com o Teorema de Green, deve-se analisar as integrais no sentido anti-horário, respeitando a regra da mão direita. As propriedades da seção são todas integrais duplas e será utilizado esse Teorema para transformá-las em integrais de contorno e avaliá-las utilizando as coordenadas dos vértices do polígono, no qual se divide o contorno poligonal em uma série de segmentos de área horizontais os quais podem ser parametrizados de acordo com a Equação 2.2, a Equação 2.3 e a Equação 2.4.

$$x = x_i + (x_{i+1} - x_i) \cdot t \quad \text{Equação 2.2}$$

$$y = y_i + (y_{i+1} - y_i) \cdot t \quad \text{Equação 2.3}$$

$$dy = (y_{i+1} - y_i) \cdot dt \quad \text{Equação 2.4}$$

No qual o par (x_i, y_i) são as coordenadas dos vértices do contorno da seção transversal.

A partir dessa discretização do polígono em vários segmentos horizontais e em n vértices, no qual devido a necessidade do polígono ser fechado temos que $(x_n, y_n) = (x_0, y_0)$, calcula-se as propriedades geométricas da seção a partir da Equação 2.5, Equação 2.6, Equação 2.7, Equação 2.8 e Equação 2.9.

$$A = \frac{1}{2} \cdot \sum_{i=0}^{n-1} (x_{i+1} + x_i) \cdot (y_{i+1} - y_i) \quad \text{Equação 2.5}$$

$$x_c = \frac{1}{6 \cdot A} \cdot \sum_{i=0}^{n-1} (x_{i+1} + x_i) \cdot (x_i \cdot y_{i+1} - x_{i+1} \cdot y_i) \quad \text{Equação 2.6}$$

$$y_c = \frac{1}{6 \cdot A} \cdot \sum_{i=0}^{n-1} (y_{i+1} + y_i) \cdot (x_i \cdot y_{i+1} - x_{i+1} \cdot y_i) \quad \text{Equação 2.7}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \cdot \sum_{i=0}^{n-1} (x_{i+1}^2 + x_{i+1} \cdot x_i + x_i^2) \cdot (x_i \cdot y_{i+1} - x_{i+1} \cdot y_i) \quad \text{Equação 2.8}$$

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot \sum_{i=0}^{n-1} (y_{i+1}^2 + y_{i+1} \cdot y_i + y_i^2) \cdot (x_i \cdot y_{i+1} - x_{i+1} \cdot y_i) \quad \text{Equação 2.9}$$

No qual:

A é a área da seção transversal;

x_c é a coordenada do eixo x do centroide da seção transversal;

y_c é a coordenada do eixo y do centroide da seção transversal;

I_x é o momento de inércia em relação ao eixo x da seção transversal;

I_y é o momento de inércia em relação ao eixo y da seção transversal.

Para a realização do cálculo das tensões e deformações assume-se a hipótese de Euler Bernoulli de que após deformada a seção transversal da peça continua plana, indeformável e sempre perpendicular ao eixo da peça, a não consideração das tensões de cisalhamento no cálculo das deformações axiais da peça, implicando em uma distribuição de deformação linear da seção transversal, a aderência perfeita entre o concreto e o aço, a desconsideração da resistência do concreto quando fissurado e a existência de pelo menos um eixo de simetria da seção transversal tanto do concreto quanto da armadura (Neto, 2010a).

As equações constitutivas do concreto e do aço são fundamentais para a caracterização desses materiais que compõem a seção transversal. Essas equações devem ser escolhidas conforme seu objetivo de análise, o que no caso deste trabalho é verificar se as seções de concreto das pontes analisadas estão se comportando conforme as hipóteses de projeto originais, as quais foram realizadas a partir da NBR 6118 (2014), e portanto as relações tensão versus deformação utilizadas por essa recomendação normativa serão utilizadas.

O diagrama tensão-deformação do concreto considera que o concreto tracionado fissurado não apresenta resistência à tração e que a parte comprimida se comporta de acordo com o diagrama parábola-retângulo (Figura 2-1), no qual até uma deformação de dois por mil o comportamento é de uma parábola e a partir dessa deformação até a deformação de ruptura (três e meio por mil) a tensão permanece constante.

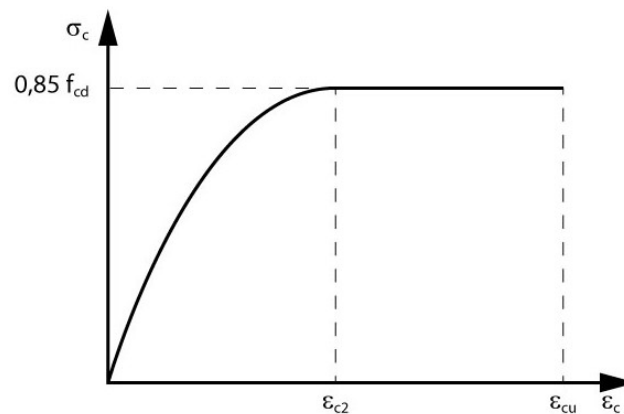


Figura 2-1: Diagrama tensão-deformação do concreto (Adaptado da NBR 6118 (2014)).

Esse diagrama pode ser equacionado conforme a Equação 2.10.

$$\sigma = \begin{cases} 0 & se \quad \varepsilon \leq 0 \\ \sigma_{cd} \cdot \frac{\varepsilon \cdot (4 - \varepsilon)}{4} & se \quad 0 \leq \varepsilon \leq 2 \\ \sigma_{cd} & se \quad \varepsilon \geq 2 \end{cases} \quad \text{Equação 2.10}$$

No qual:

σ é a tensão no concreto;

ε é a deformação no concreto por mil;

σ_{cd} é a tensão máxima de compressão de cálculo do concreto.

Para o aço, considera-se que ele apresenta o mesmo comportamento tanto a tração quanto a compressão, apresentando um diagrama de um material elasto-plástico, ou seja, apresenta uma relação tensão-deformação elástica-linear até atingir a tensão de escoamento (f_{yd}) a qual a partir desse ponto ocorrem deformações sendo a tensão constante (Figura 2-2)

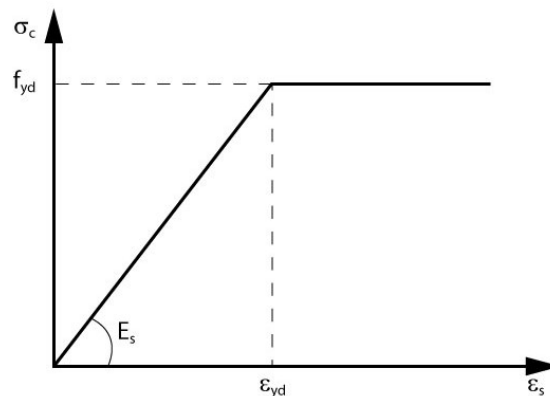


Figura 2-2: Diagrama tensão-deformação do aço passivo (Adaptado da NBR 6118 (2014)).

A equação do diagrama tensão-deformação do aço pode ser colocado de acordo com a Equação 2.11:

$$\alpha = \frac{\sigma}{f_{yd}} = \begin{cases} -1 & se \quad \varepsilon \leq -\varepsilon_{yd} \\ \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{yd}} & se \quad |\varepsilon| \leq \varepsilon_{yd} \\ 1 & se \quad \varepsilon \geq \varepsilon_{yd} \end{cases} \quad \text{Equação 2.11}$$

No qual:

α é um adimensional da tensão no aço;

σ é a tensão no aço;

f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço;

ε é a deformação no aço por mil;

ε_{yd} é a deformação de escoamento de cálculo do aço por mil;

De acordo com (Neto, 2010b), o cálculo dos esforços solicitantes de uma seção transversal pode ser obtido através das deformações medidas nessa seção, no qual, os esforços totais serão as somas dos esforços no concreto e no aço Equação 2.12, sendo a tensão área de armadura pequena em relação a área de concreto, pode-se transformar a integral em somatório, concentrando a área de seção transversal no centro de gravidade (Equação 2.13), a partir dessas equações pode-se relacionar a tensões calculadas a partir das deformações obtidas experimentalmente.

$$\begin{aligned} N_r &= N_c + N_s = \iint \sigma_c(\varepsilon) dx dy + \iint \sigma_s(\varepsilon) dx dy \\ M_r &= M_c + M_s = \iint \sigma_c(\varepsilon) y dx dy + \iint \sigma_s(\varepsilon) y dx dy \end{aligned} \quad \text{Equação 2.12}$$

$$\begin{aligned} N_s &= \sum_{i=1}^{nc} \sigma_{si} \cdot A_{si} \\ M_s &= \sum_{i=1}^{nc} \sigma_{si} \cdot y_{si} \cdot A_{si} \end{aligned} \quad \text{Equação 2.13}$$

No qual:

N_r é a força normal resultante;

N_c é a força normal no concreto;

N_s é a força normal no aço;

σ_c é a tensão normal no concreto;

σ_s é a tensão normal no aço;

M_r é o momento fletor resultante;

M_c é o momento fletor no concreto;

M_s é o momento fletor no aço;

σ_{si} é a tensão no centro da armadura da camada i ;

A_{si} é a área total da camada i e y_{si} é a ordenada do centro de gravidade da camada i .

(Neto *et al.*, 2016) realizou um monitoramento em um ponte de concreto de uma malha ferroviária construída nos anos dois mil, com dois vãos isostáticos de 16 metros cada, cada um composto de duas longarinas de concreto protendido. A instrumentação utilizada para a análise de seção da longarina foi composta de extensômetros ao longo da três pontos da seção transversal da transversina, um no topo do tabuleiro e transdutores de deslocamento no meio do vão, o objetivo da análise foi verificar as deformações antes e após o reforço realizado na ligação entre as transversinas e o tabuleiro. A partir dos resultados obtidos, obteve-se que a seção obedecia a hipótese de Bernoulli e que houve um aumento da altura útil após o reforço estrutural de 400mm para 500mm, confirmando a partir da análise de seções a eficiência do reforço utilizado, sendo a flexão agora resistida pelo conjunto longarina e tabuleiro.

2.2. ANÁLISE MODAL DE ESTRUTURAS

Para a realização de uma análise modal de pontes de concreto é necessário o conhecimento dos conceitos básicos de dinâmica das estruturas, partindo de estruturas simples até se chegar em estruturas mais complexas como as pontes de concreto.

Os sistemas dinâmicos mais simples são os de um grau de liberdade (Figura 2-3), no qual as propriedades de massa, elásticas e de amortecimento se concentram em um único elemento físico, permitindo um movimento unidirecional (Clough e Penzien, 2002), sendo a equação geral desse sistema a Equação 2.14:

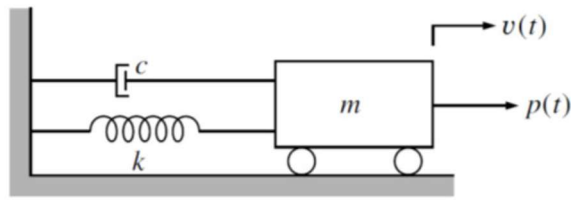


Figura 2-3: Oscilador – Sistema de um grau de liberdade (Clough e Penzien, 2002).

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = p(t) \quad \text{Equação 2.14}$$

No qual:

m é a massa da partícula (não variando com o tempo);

$\ddot{u}(t)$ é aceleração da partícula no tempo (segunda derivada do vetor posição da massa);

c é o coeficiente de amortecimento do sistema;

$\dot{u}(t)$ é a velocidade;

k é a rigidez do sistema;

$u(t)$ é o deslocamento;

$p(t)$ é a força externa aplicada na direção do deslocamento $v(t)$.

Para o sistema de um grau de liberdade com vibração livre, tem-se a ausência da força externa $p(t)$, a Equação 2.14 resulta na Equação 2.15, sendo $\ddot{u}(t)$ e $\dot{u}(t)$ múltiplos de v (Paultre, 2011), a solução da Equação 2.15 é dada na Equação 2.16, na qual G é uma constante complexa.

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = 0 \quad \text{Equação 2.15}$$

$$u(t) = G \cdot e^{s \cdot t} \quad \text{Equação 2.16}$$

Substituindo a solução da Equação 2.15 e como $G \cdot e^{s \cdot t} \neq 0$, obtém-se a Equação 2.17 que é uma equação do segundo grau com variável s , sendo sua solução obtida na Equação 2.18.

$$m \cdot s^2 + c \cdot s + k = 0 \quad \text{Equação 2.17}$$

$$s = \frac{1}{2 \cdot m} \cdot (-c \pm \sqrt{c^2 - 4 \cdot m \cdot k}) \quad \text{Equação 2.18}$$

Portanto, pode-se obter três pares de raízes, duas raízes reais distintas, duas raízes reais iguais e duas raízes complexas, dependendo da relação entre amortecimento e o produto da massa e rigidez. O amortecimento das estruturas é expresso pela taxa de amortecimento dada pela Equação 2.19, no qual o amortecimento pode ser considerado supercrítico se $\xi > 1$, crítico se $\xi = 1$ e subcrítico se $\xi < 1$.

$$\xi = \frac{c}{c_c} \quad \text{Equação 2.19}$$

$$c_c = 2 \cdot m \cdot \omega \quad \text{Equação 2.20}$$

No qual:

ξ é a taxa de amortecimento;

c é o coeficiente de amortecimento;

c_c é o amortecimento crítico;

m é a massa do sistema;

ω é a frequência natural circular.

Sistemas de um grau de liberdade com vibração livre não amortecidas são objetos de estudo dado que é possível a determinação das frequências naturais e modos de vibração. Na vibração livre não amortecida temos que o amortecimento é nulo e a amplitude máxima do movimento é constante devido a falta de uma energia dissipativa, assim temos a equação do movimento igual a Equação 2.21 e sua variável dada Equação 2.22, sendo a frequência natural circular dada pela Equação 2.23.

$$m \cdot s^2 + k = 0 \quad \text{Equação 2.21}$$

$$s = \pm \sqrt{-\frac{k}{m}} = \pm i \cdot \omega \quad \text{Equação 2.22}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Equação 2.23}$$

O amortecimento em estruturas de concreto armado tem valores baixos, sendo geralmente inferior a 4%, portanto o amortecimento tem pouca influência no cálculo das frequências naturais e modos de vibração, podendo assumir que a frequência natural amortecida é igual a frequência natural não amortecida (Equação 2.24).

$$f = \frac{\omega}{2 \cdot \pi} = \frac{\omega_d}{2 \cdot \pi} = f_d \quad \text{Equação 2.24}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Equação 2.25}$$

$$\omega_d = \omega \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \quad \text{Equação 2.26}$$

No qual:

f é a frequência natural não amortecida;

f_d é a frequência natural amortecida;

ω é a frequência natural cíclica não amortecida;

ω_d é a frequência natural cíclica amortecida.

As pontes de concreto são sistemas de múltiplos graus de liberdade, sendo seu amortecimento desprezível no cálculo das frequências naturais e modos de vibração, ou seja, sua equação do movimento é a mesma para a vibração livre não amortecida (Equação 2.27). No sistema de múltiplos graus de liberdade, a equação do movimento é representada por matrizes e vetores e sua resposta dinâmica é dada pela Equação 2.28, na qual efetuando-se a segunda derivada e substituindo na Equação 2.27, tem-se o problema de autovalores e autovetores (Equação 2.29).

$$[M] \cdot \{\ddot{U}\} + [K] \cdot \{U\} = \{0\} \quad \text{Equação 2.27}$$

$$\{U(t)\} = \left\{ \hat{\phi}_j \right\} \cdot \cos(\omega_j \cdot t - \phi_j) \quad \text{Equação 2.28}$$

$$[[K] - \omega_j^2 \cdot [M]] \cdot \{\hat{\varphi}_j\} = \{0\}$$

Equação 2.29

No qual:

$[M]$ é a matriz de massa do sistema;

$\{\ddot{U}\}$ é o vetor aceleração;

$[K]$ é a matriz de rigidez do sistema;

$\{U\}$ é o vetor deslocamentos;

ω_j^2 são os autovalores representando o quadrado das frequências circulares;

$\{\hat{\varphi}_j\}$ são os autovetores dos deslocamentos dos respectivos modos.

Essa equação apresenta um problema de autovalor generalizado de n soluções não triviais ($\omega_j^2, \hat{\varphi}_j$), em que ω_j^2 é autovalor e $\hat{\varphi}_j$ é autovetor. Com n graus de liberdade, o número de autovalores e autovetores são iguais e em ordem crescente da grandeza das frequências. A primeira frequência é definida como fundamental e o primeiro modo de vibração, como modo fundamental. As frequências naturais e os modos naturais de vibração não dependem das forças externas, pois são funções das distribuições de massa e rigidez da estrutura. A matriz espectral (Equação 2.30) é a matriz de frequências naturais agrupadas em sua diagonal principal enquanto que a matriz modal (Equação 2.31) é a matriz linha de modos de vibração.

$$\Omega = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & \omega_n^2 \end{bmatrix}$$

Equação 2.30

Equação 2.31

$$\hat{\Phi} = \begin{bmatrix} \hat{\varphi}_1 & \hat{\varphi}_2 & \dots & \hat{\varphi}_n \end{bmatrix}$$

À medida que os modos ficam cada vez mais altos em frequência, eles também obtêm modos de vibrações cada vez mais complicadas e normalmente requerem mais energia para excitar esses modos em comparação com os modos de baixa frequência mais simples.

A separação da equação de equilíbrio dinâmico em estruturas sem amortecimento somente é possível porque os modos de vibração são ortogonais às matrizes de massa e de rigidez da estrutura (Magalhães, 2004). Satisfazem as condições da Equação 2.32 e Equação 2.33.

$$\varphi_i^T \cdot M \cdot \varphi_j = \begin{cases} M_i \rightarrow & i = j \\ 0 \rightarrow & i \neq j \end{cases}$$

$$M_i = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_n \end{bmatrix}$$

Equação 2.32

$$\varphi_i^T \cdot K \cdot \varphi_j = \begin{cases} K_i \rightarrow & i = j \\ 0 \rightarrow & i \neq j \end{cases}$$

$$K_i = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & k_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & k_n \end{bmatrix}$$

Equação 2.33

2.3. MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS

A identificação do comportamento dinâmico das estruturas através de seu monitoramento experimental pode ser feita de duas formas, a primeira é pelos ensaios no qual a excitação da estrutura é feita de forma artificial e controlada e a segunda é pelo ensaio de vibração ambiental,

em que a resposta da estrutura é medida quando esta está submetida as suas ações normais de utilização.

De acordo com Magalhães (2004), a realização de ensaios tradicionais de vibração forçada (Figura 2-4) em estruturas da engenharia civil depara-se com duas grandes dificuldades. O elevado porte das estruturas obriga à utilização de equipamentos pesados, cujo transporte, colocação e utilização exigem a mobilização de meios dispendiosos. A aplicação de uma excitação controlada obriga à interdição do funcionamento corrente da estrutura ensaiada.

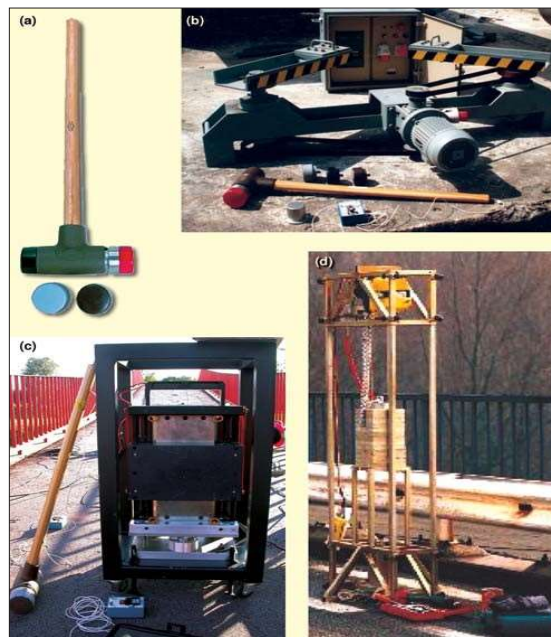


Figura 2-4: Equipamentos do ensaio de vibração forçada. (a) Martelo de Impacto; (b) Vibrador de massa excêntrica; (c) Shaker eletrodinâmico; (d) Equipamento de excitação de impacto para pontes (Caetano e Cunha, 2006).

O ensaio de vibração livre ocorre quando um deslocamento inicial é aplicado na estrutura de forma a induzir uma vibração livre. Algumas técnicas são utilizadas com o intuito de causar essa vibração, dentre elas o uso de cabos para deslocar a estrutura e o impacto de uma massa na estrutura para realizar a excitação (Figura 2-5).



Figura 2-5: Dispositivo de impacto de massa – “Drop Weight” (Souza *et al.*, 2009).

Os ensaios de vibração ambiental não necessitam de fontes de excitação da estrutura e nem de interdição da sua utilização, utilizam as ações ambientes em que a estrutura está exposta como o tráfego e o vento. Devido a esse fator, são os ensaios mais adequados para a realização da caracterização das propriedades dinâmicas das estruturas civis.

Para se caracterizar o comportamento dinâmico de uma estrutura, é necessário conhecer suas propriedades geométricas e mecânicas, suas ações atuantes e a definição de um modelo matemático que permita a obtenção das principais características da resposta da estrutura em função das fontes de excitação.

Recentemente, as tecnologias sem fio têm sido a opção ideal para habilitar essas redes devido aos menores custos de implementação e gerenciamento em comparação com os sistemas com fio (Chintalapudi *et al.*, 2006; Noel *et al.*, 2017).

O uso de soluções de baixo custo para sistemas sem fio SHM baseados em vibração é um dos esforços para impulsionar uma implementação generalizada de SHM em infraestruturas. Esses esforços se concentram no desenvolvimento de sistemas eletrônicos do zero usando componentes de baixo custo, o que tende a envolver aspectos eletrônicos intrincados (Girolami *et al.*, 2018; Kim *et al.*, 2007; Villacorta *et al.*, 2021), ou usando componentes padrão de baixo custo e plataformas de prototipagem acessíveis, como o Arduino, levando a uma abordagem mais simples que permite que não especialistas em eletrônica desenvolvam seus próprios

sistemas. Alguns trabalhos representativos deste último caso incluem desenvolvimentos de: Redes de sensores Wi-Fi baseadas em módulos Arduino e ESP (Aswin, Dwisaputra e Afriansyah, 2020; Vuong *et al.*, [s.d.]); Redes de sensores sem fio XBee com nós de medição controlados por placas Arduino (Jeong, Cho e Sim, 2017; Ozdagli, Liu e Moreu, 2018; Sun *et al.*, 2015); redes de radiofrequência baseadas em placas Arduino (La Torre, De *et al.*, 2020; Susanto *et al.*, 2020). Sistemas sem fio SHM de baixo custo também são geralmente associados a plataformas IoT (Internet das Coisas), o que permite fluxos de dados entre plataformas e um processo mais orientado a dados a ser desenvolvido (Mishra, Lourenço e Ramana, 2022). Algumas das dificuldades inerentes à implantação de uma rede de sensores SHM baseada em vibrações de baixo custo estão relacionadas à falta de literatura detalhada sobre como reproduzir sistemas, sistemas excessivamente sofisticados do ponto de vista eletrônico, nenhuma informação sobre o desempenho esperado de sistemas de baixo custo para detectar parâmetros modais de infraestruturas civis de escala real ou várias dificuldades técnicas, como sincronização de dados entre nós (Koo, Hester e Kim, 2019; Zhang, Moutinho e Magalhães, 2022), a obtenção de taxas de frequência de amostragem altas e estáveis, escalabilidade da rede e transmissão de dados dentro da rede (Cao e Liu, 2012; Noel *et al.*, 2017).

Os dois principais métodos de análise modal são: A Análise Modal Experimental que utiliza forças controladas e a Análise Modal Operacional a qual usa forças operacionais como dados de entrada. Ambos os métodos são utilizados e capazes de determinar as características dinâmicas da estrutura. No primeiro método, a medida de excitação e aceleração dos espectros de resposta no tempo são utilizados para calcular as funções de resposta de frequência (FRFs) entre o ponto medido e o ponto de aplicação da excitação. Essas FRFs podem ser utilizadas para o cálculo das frequências naturais e modos de vibração (Brincker e Ventura, 2015).

As ações podem ser caracterizadas de duas formas: determinística ou estocástica. Se a variação temporal da excitação for perfeitamente conhecida, diz-se que a ação é determinística, e conseqüentemente, é possível a quantificação da resposta estrutural de forma determinística, desde que não se considerem incertezas estatísticas ao nível das propriedades estruturais. Caso a variação temporal da ação for aleatória, esta poder ser caracterizada através de conceitos probabilísticos, sendo possível obter uma descrição estatística da resposta mediante o estabelecimento de relações estocásticas excitação-resposta (Magalhães, 2004).

Os métodos de identificação modal estocásticos são denominados dessa forma pelo fato da excitação estrutural ser desconhecida e idealizada como um processo estocástico. Como os ensaios de vibração livre e vibração ambiental resulta da contribuição simultânea de várias fontes de excitação, é usual admitir-se que o processo estocástico que caracteriza a ação sobre a estrutura é um Ruído Branco Gaussiano, ou seja, a ação excitadora apresenta o mesmo nível de energia que as frequências naturais e, portanto, todos os modos naturais de vibração são excitados igualmente. Nesse trabalho, o foco será nos métodos de identificação modal estocástica devido ao uso da Análise Modal Operacional na estimativa dos parâmetros modais operacionais da estrutura analisada.

As duas técnicas processamento dos dados e de estimação dos parâmetros modais são: os métodos no domínio da frequência e os métodos no domínio do tempo. Análise no domínio do tempo fornece solução instantânea a instantânea enquanto que na análise discreta do domínio da frequência, as soluções referentes ao conjunto dos instantes de discretização da ação externa só são obtidas ao final da análise (Soriano, 2014).

A base dos métodos no domínio da frequência encontra-se na definição da densidade espectral das respostas do sistema. Com base na simplificação da excitação ser um ruído branco, o cálculo da densidade espectral da resposta do sistema permite determinar diretamente suas propriedades dinâmicas (Araújo, 2015). Neste trabalho serão apresentadas duas metodologias de identificação modal no domínio da frequência: o método da seleção dos picos (PP) e o método de decomposição do domínio da frequência (FDD).

A base dos métodos no domínio da frequência é o método da seleção de picos (Peak Picking-PP), sendo o primeiro método utilizada para a identificação das propriedades dinâmicas em estruturas submetidas a Análise Modal Operacional (Felber, 1994). Esse método tem por hipótese de que para as frequências próximas das frequências naturais da estrutura, a resposta dinâmica do sistema é condicionada pela contribuição do modo ressonante. Portanto, o Método da Seleção dos Picos é um método de um grau de liberdade, pois o funcionamento da estrutura pode ser simulado por meio de um oscilador de um grau de liberdade com a mesma frequência do modo ressonante (Magalhães, Cunha e Caetano, 2005). A limitação mais forte deste método é que a aproximação anterior somente é válida quando as frequências associadas aos diferentes modos de vibração da estrutura se encontram bem afastadas, quando isso não acontece, o

método não é capaz de separar as contribuições dos modos com frequências próximas para a resposta da estrutura.

As primeiras aplicações deste método em estruturas de engenharia civil podem ser encontrados nos seguintes trabalhos: (Crawford e Ward, 1964) e (Abdel-Ghaffar e Housner, 1978).

O PP é um método não paramétrico, no qual a transformação do sinal para o domínio da frequência é realizado pela Transformada de Fourier Direta (TFD), resultando na Função de Resposta da Frequência e na estimativa do espectro do frequência da estrutura. As frequências naturais da estrutura são associadas aos valores dos picos do espectro de frequência, caracterizando os picos de ressonância. A Equação 2.34 mostra a TFD aplicada para um sistema de um grau de liberdade e a Equação 2.35 aplicada para múltiplos graus de liberdade.

$$S(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R(\tau) \cdot e^{-2\pi \cdot f \cdot \tau} \cdot d\tau \quad \text{Equação 2.34}$$

$$S_q(f) = H(f) \cdot S_p(f) \cdot H^H(f) \quad \text{Equação 2.35}$$

No qual:

$S(f)$ é o espectro de densidade de resposta;

$R(\tau)$ é o sinal adquirido;

$S_q(f)$ é a matriz do espectro de densidade de resposta;

$H(f)$ é a matriz TFD;

$S_p(f)$ é a matriz da função de densidade espectral da excitação.

O método da decomposição do domínio da frequência (Frequency Domain Method) utiliza a técnica matemática conhecida como decomposição de valores singulares (Singular Value Decomposition – SVD), aplicada a funções de densidade de espectro de resposta (Brincker, Zhang e Andersen, 2000). Na sua versão mais desenvolvida, este método resolve duas limitações do método da seleção de picos: possibilita a identificação de modos com frequências próximas e permite a obtenção de boas estimativas dos coeficientes de amortecimento.

As referências a seguir mostram a aplicação do método na identificação de estruturas de engenharia civil (Brincker, Zhang e Andersen, 2000); (Brincker e Andersen, 2000) e (Reynolds e Pavic, 2004).

Na Análise Modal Operacional é útil compara resultados de diferentes testes em uma mesma estrutura ou os valores experimentais obtidos com os valores do modelo estrutural realizado. A comparação entre as frequências naturais e os coeficientes de amortecimento são procedimentos padrões devido a se tratar de valores únicos. Para realizar a comparação entre as deformadas modais, a quantidade de graus de liberdade torna difícil a comparação dessas quantidades e nesse caso uma medida de correlação é utilizada (Brincker e Ventura, 2015). Essa comparação entre os vetores modais pode ser realizada por intermédio de um índice escalar chamado de Modal Assurance Criterion (MAC) que mede a correlação de duas configurações modais (Allemang, 2003), esse coeficiente assume valores entre zero e um, quanto mais próximo de um maior a correlação entre as deformadas modais. A sua formulação é dada pela Equação 2.36:

$$MAC_{j,k} = \frac{(\tilde{\varphi}_j^T \cdot \varphi_k)^2}{(\tilde{\varphi}_j^T \cdot \tilde{\varphi}_j) \cdot (\varphi_k^T \cdot \varphi_k)} \quad \text{Equação 2.36}$$

No qual:

φ_k é um vetor modal analítico;

$\tilde{\varphi}_j$ é um vetor modal experimental.

Em alguns casos, as deformadas modais apresentam valores reais o que significa que os valores mínimos e máximos de deformadas estão acontecendo ao mesmo tempo. Se as deformadas modais são complexas isso pode ocorrer devido a alguns fatores: amortecimento não proporcional, medidas ruins ou estimativas dos parâmetros modais ruins, e dados inconsistentes como condições de variáveis no tempo (Ewins, 2001).

Um modo complexo ocorre quando cada parte da estrutura está em sua própria amplitude e fase. Como resultado, cada parte da estrutura que está vibrando em um modo complexo irá alcançar sua deflexão máxima em tempos diferentes no círculo de vibração em que os pontos

vizinhos os quais apresentam fases diferente. Em um modo real, todas as partes da estruturas passam pelo ponto de deflexão zero ao mesmo tempo e, portanto, existem dois momentos no círculo de vibração que a estrutura está completamente não deformada. Nesses casos, as deformadas modais irão aparecer dessincronizadas como uma onda viajante em que os valores mínimos e máximos não acontecerão ao mesmo tempo. Uma das formas de análise da complexidade modal é plotando os autovetores no Diagrama de Argand (Ewins, 2001).

2.4. MODELAGEM NUMÉRICA DE PONTES DE CONCRETO ATRAVÉS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos (MEF) é uma das ferramentas matemáticas mais utilizadas pelos engenheiros estruturais na análise, dimensionamento e avaliação de estruturas. Para a caracterização do comportamento dinâmico de uma estrutura é necessário que haja a idealização adequada das ações atuantes, o conhecimento das propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais constituintes e um modelo numérico que permita obter de forma rigorosa, as principais características da resposta da estrutura, em função das características da excitação. A definição do modelo numérico depende da rigidez, da massa e da taxa de amortecimento da estrutura simulada.

Nas estruturas de concreto armado, algumas variáveis possuem uma maior incerteza quanto ao seu valor numérico e esses valores influenciam diretamente seu comportamento estrutural. As principais variáveis que podem influenciar o comportamento do modelo estrutural são o módulo de elasticidade dos materiais, as rigidezes das condições de apoio e a interação solo-estrutura.

A Análise Modal Operacional propicia, através de sensores bastante sensíveis e da aplicação de técnicas de identificação adequadas, a obtenção de estimativas das frequências naturais e modos de vibração da estrutura. Portanto, para melhorar os modelos numéricos desenvolvidos, são realizadas algumas alterações em propriedades do modelo para que suas frequências naturais e modos de vibração se aproximem dos valores experimentais (Magalhães, 2004).

Em novas estruturas, o ajuste do modelo de elementos finitos previamente realizado ao nível de projeto permite validar e/ou corrigir as hipóteses adotadas de projeto. O modelo ajustado aos resultados dos ensaios realizados no início da vida útil da estrutura serve como referência da estrutura íntegra, sendo possível ser comparado com novos resultados de ensaios dinâmicos

realizados. Os ajustes necessários no modelo de referência para adequar às novas características dinâmicas da estrutura, correspondem a degradações que a estrutura sofreu. Esse ajuste permite identificar possíveis danos na estrutura com base nos parâmetros dinâmicos.

Os modelos numéricos calibrados poderão ainda ser utilizados na simulação da resposta estrutural sob ação de novos cenários de carga, que do ponto de vista prático não são possíveis de reproduzir na estrutura como os que resultam, por exemplo, da alteração das condições de exploração em termos de velocidade e cargas de tráfego numa ponte ferroviária (Ribeiro, 2012).

3. METODOLOGIA

A Figura 3-1 apresenta um fluxograma com a descrição das etapas do desenvolvimento da pesquisa que serão melhor explicadas ao longo deste tópico.

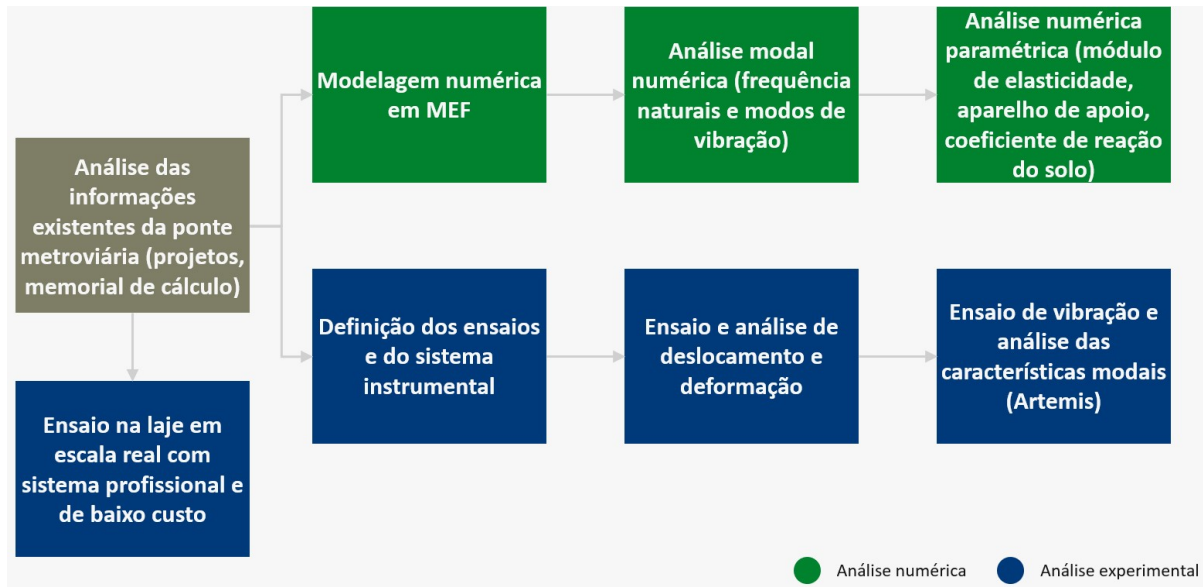


Figura 3-1: Etapas do desenvolvimento da pesquisa.

Inicialmente foi realizado uma análise das informações fornecidas pela Companhia Metropolitana de Brasília e, com os dados organizados, realizou-se a escolha da região de análise da ponte metroviária e sua respectiva modelagem em elementos finitos utilizando o programa SAP2000. Após a modelagem, analisou-se as características modais do modelo numérico da ponte metroviária como as frequências naturais e os modos de vibração. Utilizando a linguagem de programação Python e o API do SAP2000, foram feitas análises variando o valor do módulo de elasticidade, rigidez do aparelho de apoio e coeficiente de relação do solo, com o intuito de verificar sua influência nas frequências naturais.

Em seguida, foi realizada a definição dos ensaios no vão da ponte metroviária sobre o Córrego Vicente Pires, no qual decidiu-se realizar um ensaio de vibração forçada medindo o deslocamento e deformação no meio do vão escolhido e um ensaio de vibração livre com ao longo desse vão. O ensaio de vibração forçada foi realizado primeiro com a utilização de extensômetros e transdutores de deslocamentos enquanto o segundo ensaio foi realizado com acelerômetros piezoelétricos no qual a excitação foi a passagem do trem no tabuleiro paralelo ao tabuleiro monitorado.

Por último, todos os dados obtidos nos ensaios experimentais foram tratados e analisados utilizando o programa AqDados, planilhas de cálculo e o programa ARTeMIS Modal Pro 6.0.

3.1. ENSAIO DE IMPULSO E VIBRAÇÃO AMBIENTE EM UMA LAJE EM ESCALA REAL

Com o intuito de comparar os dois sistemas e produzir resultados sobre o desempenho do sistema de baixo custo desenvolvido, foi realizada a identificação modal de uma laje de concreto armado de tamanho real com um sistema profissional e o sistema de baixo custo desenvolvido. A laje foi submetida às condições de impulso e vibração ambiente, e a identificação modal foi realizada com os dados experimentais para estimar as frequências naturais e os modos de vibração. Os ensaios foram baseados em uma metodologia de Análise Modal Operacional (OMA), no qual a análise modal é realizada com dados experimentais que não contêm informações sobre as forças de entrada que induziram o estado de vibração (Reynders, 2012).

A laje monitorada foi uma plataforma dinâmica de ensaios localizada no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, com dimensões de 100 mm de espessura, 6100 mm de comprimento e 4900 mm de largura, apoiada em sua face mais larga por dois perfis de aço tipo W 200 x 19,3 (face de rolamento) e com borda livre nas duas outras faces, conforme ilustrado na Figura 3-2. Carmona et al. (Carmona, Avila e Doz, 2017), que também apresentou uma extensa caracterização numérica e modal experimental e relata maiores detalhes sobre a laje. As acelerações na direção perpendicular ao plano da laje foram medidas com sistemas de baixo custo e profissional em cinco pontos (A1-A5), como mostra a Figura 3-2.

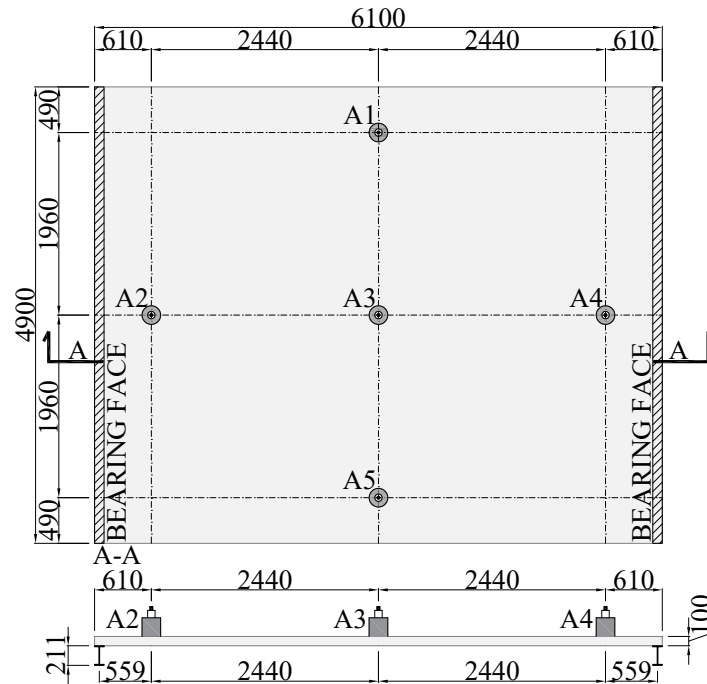


Figura 3-2: Esquema da laje monitorada: geometria e nós monitorados (A1-A5). Unidades em mm.

O ensaio de vibração de impulso foi realizado impactando o calcanhar de uma pessoa com aproximadamente 75 kg em pé no centro da laje. Após o impacto, a pessoa permaneceu imóvel até o final da sessão de medição, para introduzir entradas adicionais na estrutura. A Figura 3-3 ilustra a execução de um teste de vibração de impulso. A condição de vibração ambiente consistiu em monitorar a laje sem qualquer carga externa aplicada a ela, exceto aquelas normalmente associadas ao ambiente.



Figura 3-3: Teste de vibração de impulso e laje monitorada.

O sistema de baixo custo foi configurado com uma frequência de amostragem de 615 Hz, que foi empiricamente encontrada como a maior frequência de amostragem alcançável com o código fonte implementado.

Este sistema de baixo custo, Figura 3-4, supriu as problemáticas quanto ao acionamento conjunto dos acelerômetros, facilidade de execução de ensaios e o não uso de cabos. Apresenta-se como elemento final para a validação e a monitorização de acordo com Cavalcante (2021).

Incorporado o módulo RF24L01, ressalva-se que uma boa prática para sua utilização do módulo o posicionamento deste direcionado para cima, de forma que alguns ensaios constataram a falha de comunicação quando em outra posição. Quando virado para cima, o módulo apresentou uma diferença de tempo de acionamento das placas imperceptível ao olho nu e um acionamento conjunto de todos os nós (Cavalcante, 2021).

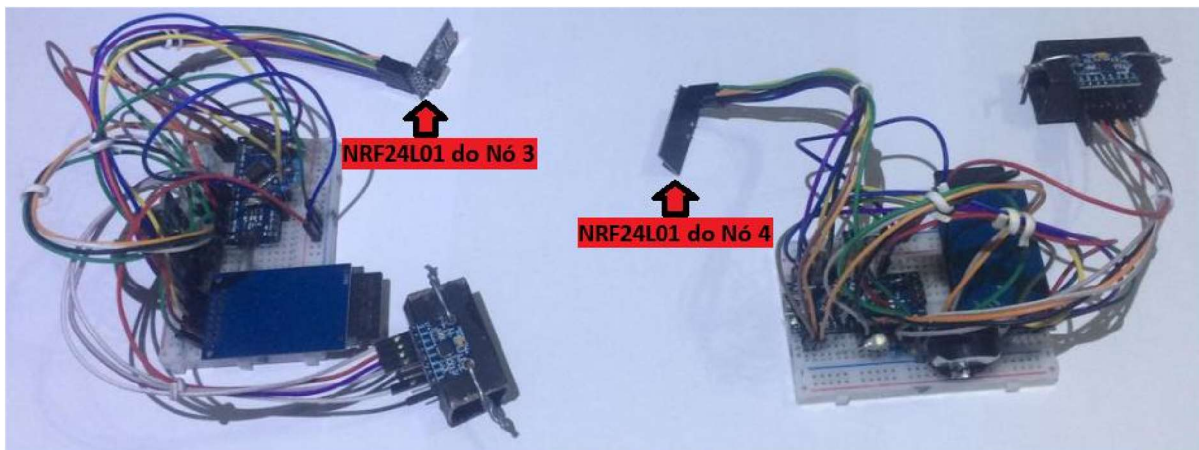
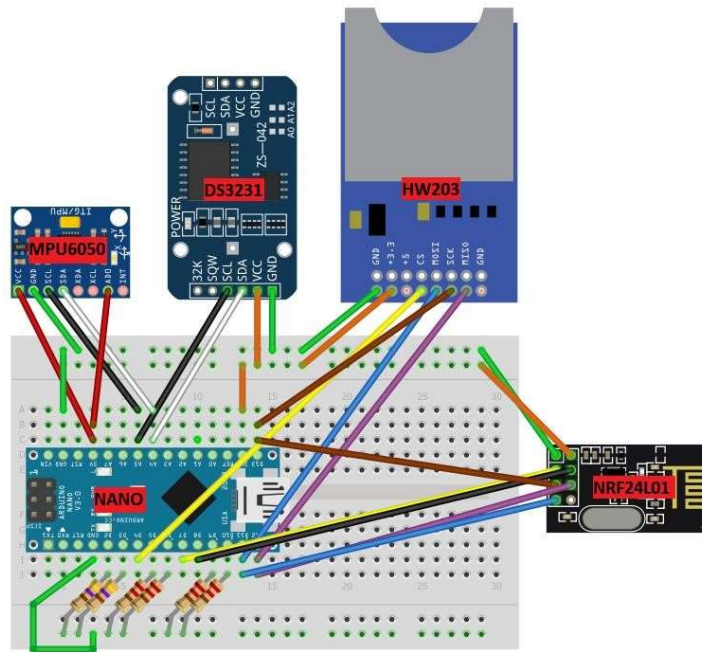


Figura 3-4: Protótipo do sistema de baixo custo (Cavalcante, 2021).

Para a monitorização final, além do Sistema 3, construiu-se um suporte para a fixação para os acelerômetros, presente na Figura 3-5, para ser colado na estrutura com cola a base de resina epóxi. Tem-se o acelerômetro totalmente fixado por meio de arames em um perfil de alumínio de seção 2.0x2.0cm com espessura de chapa de 1mm. Este suporte foi utilizado para se reduzir ao máximo quaisquer vibrações relativas entre o sensor e a estrutura que pudessem introduzir componentes espúrias no sinal, advindas de outras fontes que não a vibração da própria estrutura.

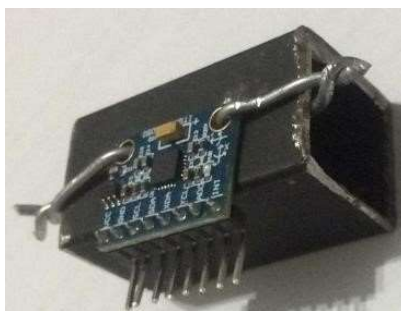


Figura 3-5: Suporte para fixação dos acelerômetros (Cavalcante, 2021).

Para as configurações de *software* e *hardware* desenvolvidas nesta seção, obteve-se uma frequência de amostragem média de 530Hz em cada eixo.

O sistema profissional foi composto por cinco acelerômetros sísmicos anulares piezoelétricos modelo 8340 por Brüel & Kjaer (sensibilidade de 10 MV/g e ruído de saída típico de $25\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$) conectado a um hardware de aquisição de dados modelo ADS2000, configurado com uma frequência de amostragem de 500 Hz. Tanto os sistemas de baixo custo quanto o profissional foram configurados com uma duração de medição de 30 segundos para o teste de impulso e 30 minutos para o teste de vibração ambiente. As séries temporais foram reduzidas para 250 Hz e as durações foram reduzidas para 25 segundos e 18 minutos para vibração de impulso e vibração ambiente, respectivamente.

O Método no Domínio da Frequência (FDD) do software Artemis Modal 6.0 foi utilizado para estimar as frequências naturais e modos de vibração a partir dos dados experimentais. Preferencialmente, a ferramenta de detecção automática de modos Artemis foi utilizada para identificar os modos, de modo a evitar ao máximo a subjetividade do analista. Em alguns testes, entretanto, foi necessária a seleção manual do modo, conforme identificado na discussão dos resultados. Em todas as análises foi utilizada a seguinte configuração de pré-processamento: detrending; dizimação para uma faixa de frequência de 0 a 25 Hz, que corresponde à faixa de frequência de interesse na laje; e uma resolução de janela de 1024 pontos com sobreposição de 66% para a estimativa da densidade espectral de potência.

Os dados do sistema de baixo custo foram avaliados em sua forma bruta (sem qualquer interpolação). O desempenho do sistema de baixo custo na identificação de frequências naturais foi avaliado comparando-se as diferenças entre as frequências naturais identificadas a partir de

dados coletados nos sistemas de baixo custo e profissional. O desempenho para identificar modos de vibração foi avaliado calculando-se o *MAC (Modal Assurance Criterion)*.

Todas as comparações de frequências e modo de vibração consideraram os dados obtidos do sistema de alto grau como valores de referência, contra os quais foram comparadas as estimativas a partir de dados brutos obtidos do sistema de baixo custo. As frequências naturais foram comparadas.

3.2. ENSAIO DINÂMICO NA PONTE DE CONCRETO SOBRE O CÓRREGO VICENTE PIRES

3.2.1. APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA

O objeto deste estudo é a ponte metroviária sobre o Córrego Vicente Pires (Figura 3-6 e Figura 3-7), a qual faz parte do conjunto de obras de arte especiais da linha metroviária da Companhia Metropolitana de Brasília.



Figura 3-6: Vista da ponte metroviária sobre o Córrego Vicente Pires.



Figura 3-7: Vista frontal do vão monitorado da ponte metroviária sobre o Córrego Vicente Pires.

A ponte se localiza entre a Região Administrativa do Guará e a do Park Way conforme pode ser visualizado na imagem retirada por satélite da Figura 3-8.



Figura 3-8: Localização geográfica da ponte sobre o córrego Vicente Pires (google imagens).

A ponte metroviária sobre o Córrego Vicente Pires, executada em concreto armado e protendido, foi construída na década de 90. A ponte é constituída de três vãos isostáticos de aproximadamente trinta metros cada e apresenta um comprimento total de 95,95m (Figura 3-9).

Sua superestrutura não é contínua e apresenta juntas de dilatação em cada apoio, sendo os apoios dos extremos os encontros, e nos vão intermediários os pilares. A resistência característica a compressão para obra de arte especial apresenta dois valores informados no projeto estrutural fornecido: $f_{ck} \geq 22,5$ para a infraestrutura e $f_{ck} \geq 30$ para a mesoestrutura e superestrutura. Os cobrimentos mínimos descritos no projeto das armaduras para a mesoestrutura e a superestrutura são 2,5 cm, enquanto que para a infraestrutura 4,0 cm, sendo a classe de agressividade II adotada em projeto.

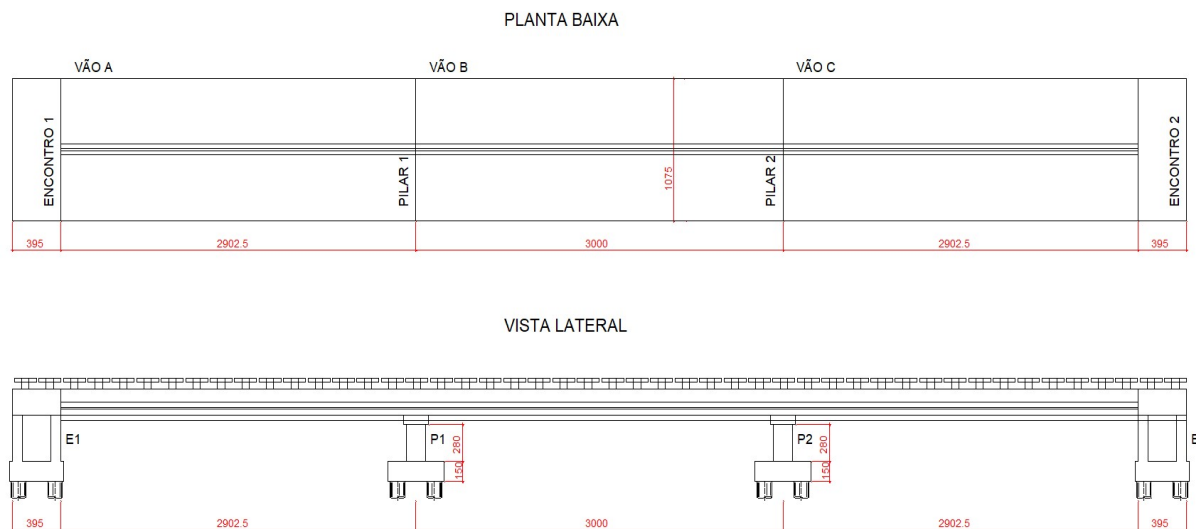


Figura 3-9: Planta baixa e Vista Lateral da Ponte Metroviária (dimensões em centímetros).

O tabuleiro apresenta largura total de 10,75m, divididos em duas vias férreas de 3,8m cada e 1m em cada lado para o corredor de pedestre. A seção transversal das duas pistas é simétrica e apresenta um tabuleiro de concreto armado ligado monoliticamente a três longarinas de concreto protendido de cada lado (Figura 3-10) que distam em torno de 1,5m entre si. Exercendo o travamento das longarinas, a superestrutura dispõe de treze transversinas de concreto armado, com espaçamentos longitudinais de 10m.

A mesoestrutura consiste de quatro pilares com seção retangular constante de 2m de comprimento por 1,5m de largura e dois encontros de seção retangular constante. A interação superestrutura-mesoestrutura é feita exclusivamente por meio dos aparelhos de apoio fretados e não há ligação monolítica entre essas duas partes da estrutura.

O segundo ensaio realizado foi uma Análise Modal Operacional por vibração livre e vibração ambiente para a medição de acelerações por meio de acelerômetros piezoelétricos cuja excitação foi a passagem do trem no tabuleiro paralelo ao tabuleiro monitorado.

Todos os ensaios foram realizados no Vão C do tabuleiro do lado esquerdo (Figura 3-9) devido a facilidade de acesso para a instrumentação e utilizaram o sistema de aquisição de dados ADS-2000 da LYNX, em que os sensores foram conectados ao sistema de aquisição por meio de cabos elétricos conforme Figura 3-11.

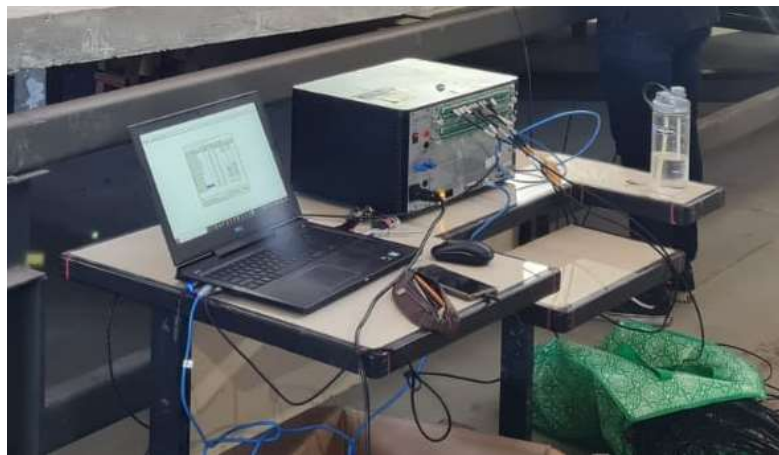


Figura 3-11: Sistema de aquisição ADS-2000 da LYNX

3.2.2.1. Ensaio de vibração forçada

Os deslocamentos verticais das longarinas da ponte foram verificados de forma contínua ao longo da passagem trem com uma velocidade média de 70 km/h em cima das longarinas com duração de 30 segundos, com frequência de leitura configurada para 100 Hz, em dois pontos previamente selecionados, cada um a 15m do encontro 2 e nas longarinas V2 e V3, como esquematizado na Figura 3-12 e na Figura 3-13. Com esta finalidade, foram utilizados deflectômetros potenciométricos fabricados pela GEFTRAN com curso máximo de 50 mm e precisão de 0,01 mm (Figura 3-14).

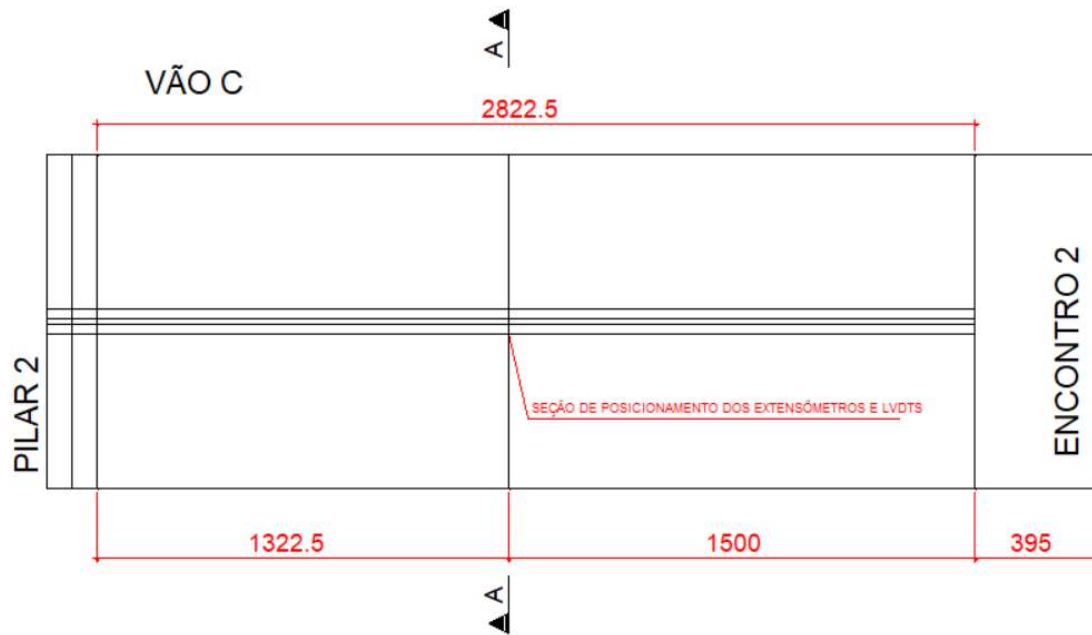


Figura 3-12: Posicionamento em planta baixa dos transdutores de deslocamento e extensômetros (dimensões em centímetros).

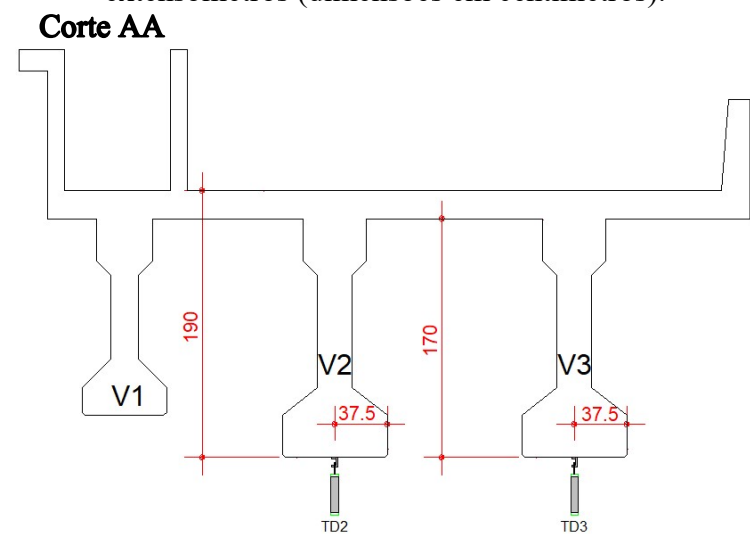


Figura 3-13: Posicionamento em corte dos transdutores de deslocamento (dimensões em centímetros).

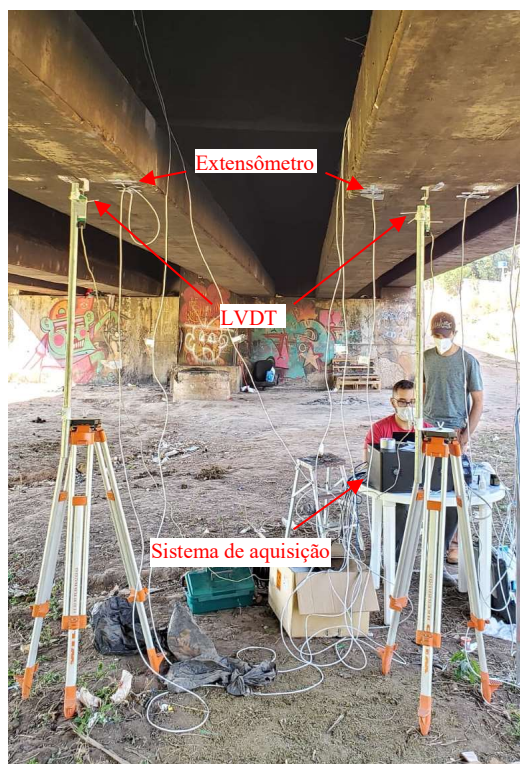


Figura 3-14: Posicionamento do sistema de ensaio com os transdutores de deslocamento.

As deformações específicas do concreto foram aferidas através de extensômetros elétricos do modelo KC-70-120-A1-11 fabricados pela *Kyowa Eletronic Instruments*, com resistência igual a $119,8 \pm 0,2 \Omega$. Visando uma melhor fixação dos extensômetros, as superfícies de concreto foram lixadas e em seguida os resíduos presentes na superfície do concreto foram removidos e utilizando adesivo cianoacrilático estes sensores elétricos foram colados como é mostrado na Figura 3-15.

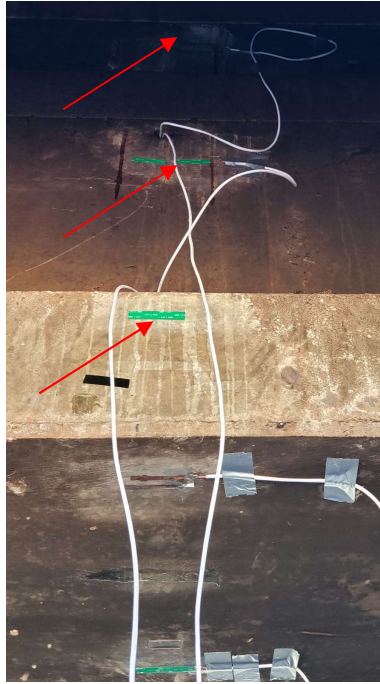


Figura 3-15: Processo de colagem dos extensômetros.

Finalizado este procedimento, cada terminal do extensômetro foi soldado a ponte de um cabo flexível em ligação por 2 fios o qual foi preso a longarina por meio de fitas colantes que também foram utilizadas para proteger os dispositivos elétricos da umidade.

Esses extensômetros foram posicionados na mesma localização em planta dos transdutores de deslocamento conforme a Figura 3-12. Em relação ao seu posicionamento transversal, foram posicionados nas vigas V2 e V3 em três pontos de medição, sendo um mais perto da região comprimida, outro na linha neutra e o último na região mais tracionada (Figura 3-16). A viga V2 foi instrumentada com seis extensômetros, sendo três de cada lado na mesma posição para servir de redundância caso algum extensômetro falhasse.

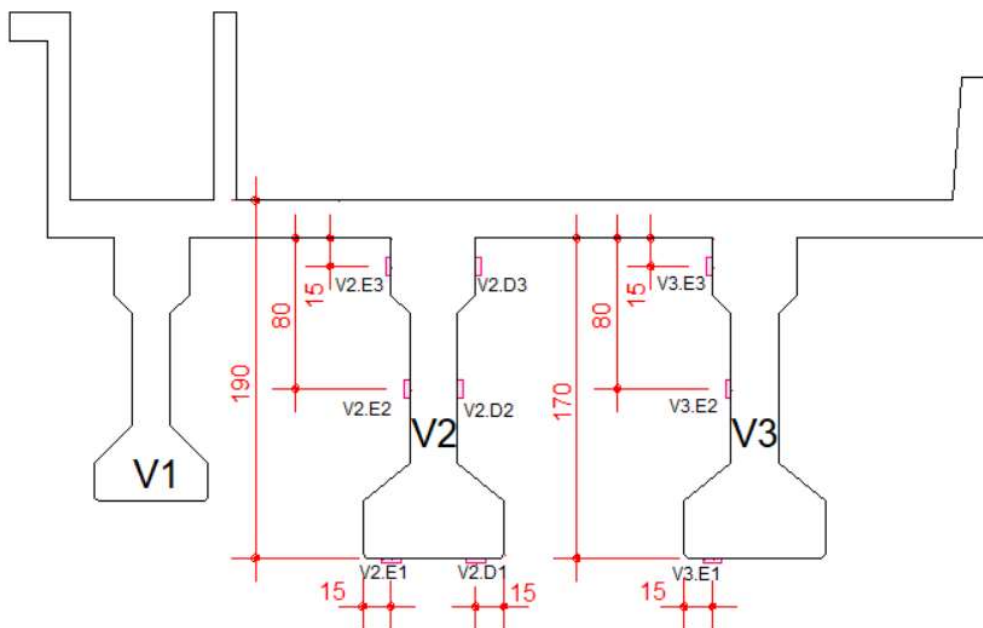


Figura 3-16: Posicionamento em corte dos extensômetros elétricos (dimensões em centímetros).

3.2.2.2. Ensaio de vibração livre

Para a medição da vibração da ponte metroviária sobre o Córrego Vicente Pires, foram utilizados seis acelerômetros piezoelétricos sísmicos uniaxiais de baixa frequência, com frequência de aquisição dos dados de 500 Hz, sendo a fonte de excitação o trem passando na no tabuleiro lateral, modelo 8340 fabricado pela Brüel & Kjaer (Figura 3-17). A resposta de frequência do acelerômetro utilizado varia entre 0,1 e 1500 Hz, a sensibilidade é de 10mV/g e um ruído de saída típico de $25\mu\text{g} / \sqrt{\text{Hz}}$.



Figura 3-17: Acelerômetro piezoelétrico sísmico uniaxial.

A monitoração foi executada a partir da introdução de uma vibração com características aleatórias produzidas pelo trem passando na ponte ao lado. O ensaio teve duração de um minuto e foi realizado com frequência de amostragem de 500 amostras/segundos. Os parâmetros utilizados durante a monitoração estão apresentados na Tabela 3-1.

Tabela 3-1: Parâmetros da monitoração 1

Parâmetros	Valor
Frequência de amostragem	500 amostras / segundo
Duração	60 segundos
Número de amostras / canal	30000
Número de canais ativos	6

Na configuração experimental realizada, mediu-se apenas as acelerações verticais em três pontos das longarinas V2 e V3 ao longo do vão C e foram realizadas duas medições após a passagem do metrô (Figura 3-18).

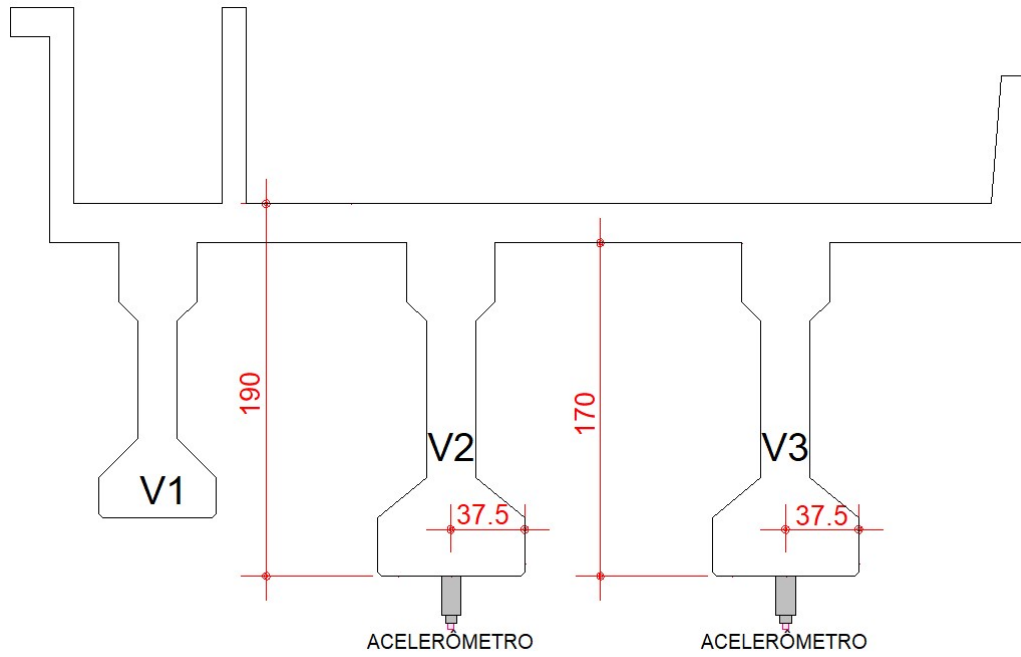


Figura 3-18: Posicionamento dos acelerômetros nas seções transversais das longarinas (dimensões em centímetros).

Esses pontos foram posicionais a $L/4$, $L/2$ e $3L/4$, sendo L o tamanho do vão conforme pode ser visualizado na Figura 3-19 e na Figura 3-20.

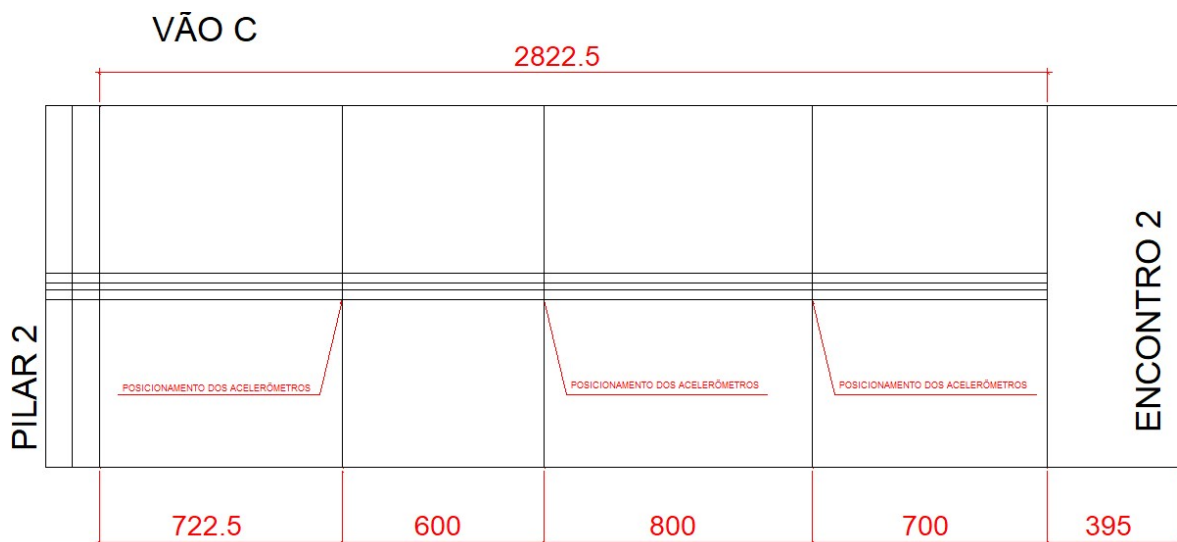


Figura 3-19: Posicionamento em planta dos acelerômetros ao longo do vão (dimensões em centímetros).



Figura 3-20: Configuração experimental 1 – análise das acelerações verticais.

A partir dos sinais coletados, foi realizada a identificação dos parâmetros modais utilizando o programa comercial ARTeMIS Modal, contudo descartou-se os dados obtidos pelo acelerômetro A2 devido ao seu não funcionamento. Na Figura 3-21 está representada a ponte no programa ARTeMIS Modal, sendo as setas verticais os acelerômetros, sendo o lançamento do croqui para a modelagem.

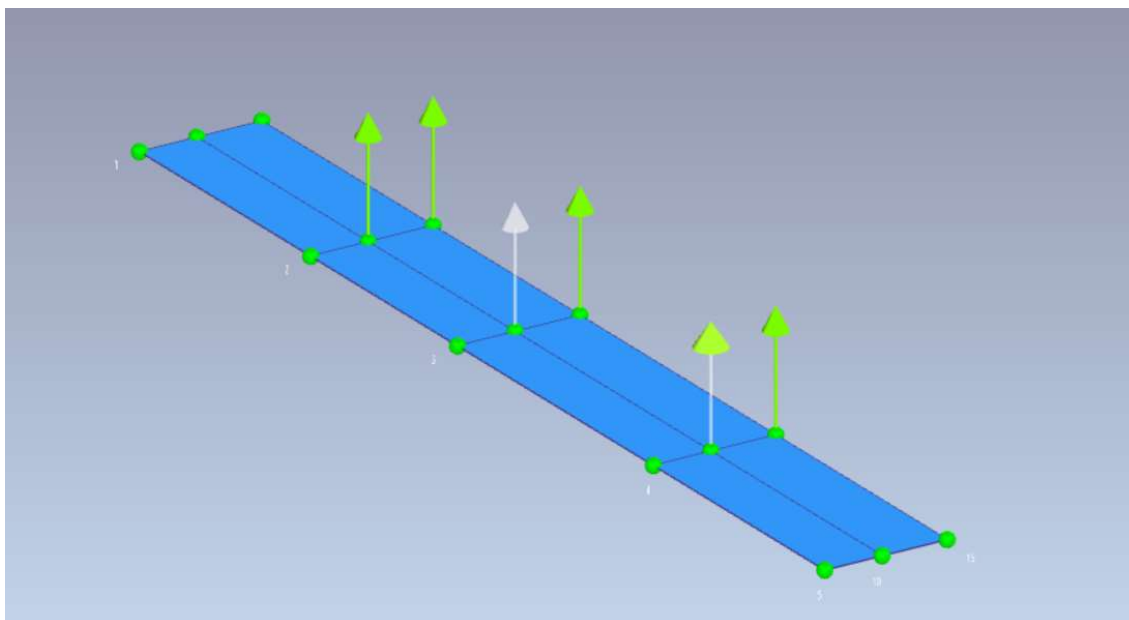


Figura 3-21: Representação do vão da ponte metroviária sobre o córrego Vicente Pires no ARTeMIS Modal.

4. ANÁLISE DA EM ESCALA REAL, UTILIZANDO UM SISTEMA DE BAIXO CUSTO E UM SISTEMA PROFISSIONAL

4.1. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL EXPERIMENTAL

4.1.1. Ensaio de impulso

Figura 4-1 apresenta as estimativas de PSD obtidas a partir dos experimentos de vibração impulsiva. Figura 4-1a apresenta o resultado obtido com o sistema profissional, que é apresentado em linha cinza para referência na Figura 4-1b, que apresenta o resultado de baixo custo com dados brutos. Os resultados relatados por (Carmona, Avila e Doz, 2017) nas frequências identificadas por testes modais na laje em escala real também são indicadas como linhas verticais vermelhas como referência, marcando os valores de 3,32, 15,33 e 23,05 Hz para as três primeiras frequências de vibração. Modos mais altos não foram capturados durante os testes de impulso por nenhum dos dois sistemas, o que pode ser explicado pela laje de teste ser projetada especificamente para ser altamente excitável na faixa de frequência típica de vibrações induzidas pelo homem (em torno de 3 Hz) (Carmona, Avila e Doz, 2017). Modos superiores certamente poderiam ser excitados se cargas sincronizadas fossem adequadamente aplicadas aos DOFs associados aos seus maiores deslocamentos de forma de modo, mas, para fins de comparação dos sistemas, a análise dos três primeiros modos foi considerada suficiente.

Visualmente, pode-se observar que os resultados do sistema profissional contêm claramente as frequências obtidas por (Carmona, Avila e Doz, 2017), como mostram os picos agudos coincidentes com as linhas verticais vermelhas, indicando a validade dos testes modais realizados neste trabalho. Os PSDs do sistema de baixo custo são notavelmente mais ruidosos do que o sistema profissional, como indicado tanto pelas amplitudes oscilantes em todas as frequências quanto pela maior energia basal geral entre todas as frequências (ou seja, o PSD do sistema de baixo custo é em geral maior do que o PSD do sistema profissional em todas as frequências). No entanto, mesmo os resultados de baixo custo apresentaram picos que podem estar associados às frequências identificadas com o sistema profissional, embora os picos associados ao segundo e terceiro modos (i.e., 15,33 Hz e 23,05 Hz) estejam ligeiramente desalinhados ao sistema profissional.

Vale ressaltar também que um pico adicional, em torno de 7,60 Hz, foi consistentemente encontrado em todos os ensaios realizados neste trabalho, com ambos os sistemas. Uma vez que tal frequência não foi previamente relatada nos resultados numéricos ou experimentais de (Carmona, Avila e Doz, 2017), a hipótese é de que possa ter sido um modo de vibração adicionado devido a mudanças ocorridas no sistema estrutural da laje desde o trabalho apresentado em (Carmona, Avila e Doz, 2017) (ou seja, devido à fissuração, modificação nas condições de suporte). Portanto, essa frequência foi ignorada em todas as análises subsequentes.

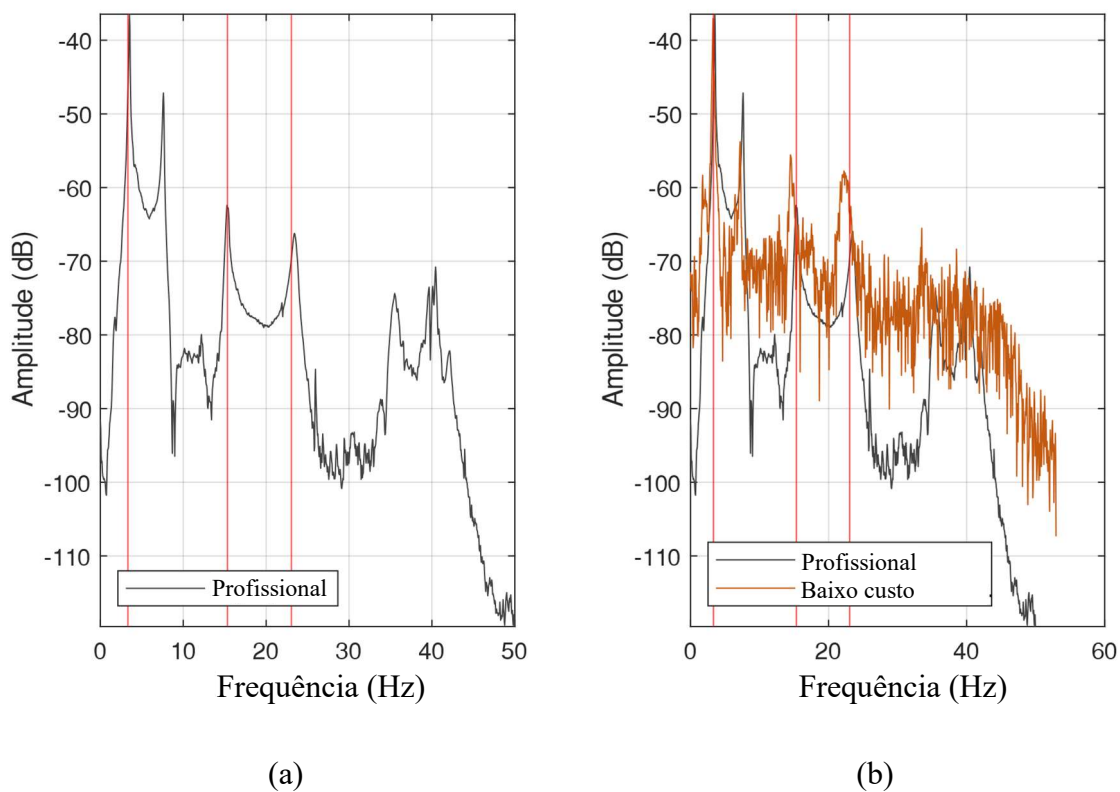


Figura 4-1: Estimativas de densidade espectral de potência a partir de testes de vibração por impulso do sistema profissional e do sistema de baixo custo: a) Sistema profissional; b) Sistema de baixo custo. As frequências identificadas por (Carmona, Avila e Doz, 2017) são marcadas em linhas verticais vermelhas.

Tabela 4-1 mostra os valores estimados das frequências naturais dos três primeiros modos da laje obtidos no ensaio de vibração impulsiva, bem como a diferença entre os resultados do sistema profissional e do sistema de baixo custo. Na tabela, as frequências marcadas com "*" estão associadas aos modos identificados após uma seleção manual de picos, ou seja, modos que não puderam ser identificados com a ferramenta de detecção automática de modos do software Artemis.

Os resultados obtidos a partir do sistema profissional são menos de 6% diferentes das frequências identificadas por (Carmona, Avila e Doz, 2017), o que fortalece ainda mais a confiança nos testes modais realizados neste trabalho. Vale ressaltar que essa magnitude da diferença pode ser explicada por vários fatores, como diferenças nas condições de temperatura e umidade (Peeters, 2000), resolução da rede de detecção (desde (Carmona, Avila e Doz, 2017) monitorou 81 nós e este trabalho monitorou apenas cinco), e eventuais alterações de massa ou rigidez da laje ocorreram entre esses dois ensaios.

O sistema de baixo custo pode ser considerado totalmente validado, pois mesmo os dados do sistema de baixo custo foram notavelmente próximos aos resultados do sistema profissional, com diferenças de magnitude de 5%. Os modos não puderam ser identificados com a ferramenta de identificação automática de modos do software Artemis, sugerindo que os dados brutos do sistema podem não ser adequados para um sistema SHM automático.

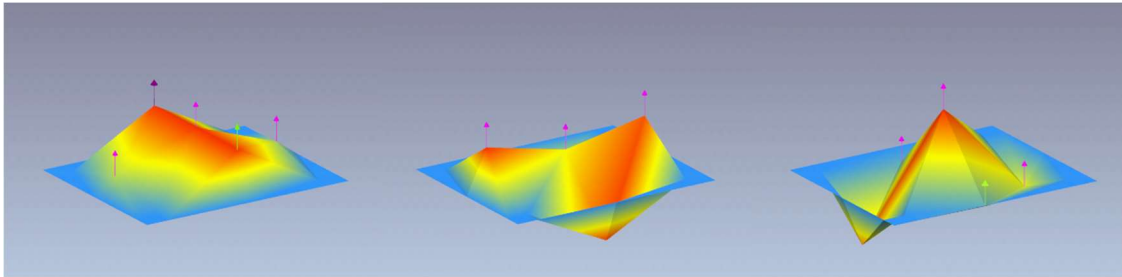
Tabela 4-1: Frequências naturais identificadas a partir do teste de vibração de impulso. As frequências marcadas com * estão associadas a modos identificados com uma seleção manual de picos.

Sistema	Frequência natural (Hz)			Diferença relativa para o sistema profissional (%)		
	1° modo	2° modo	3° modo	1° modo	2° modo	3° modo
Profissional	3.516	15.283*	23.486	-	-	-
Baixo custo	3.313*	14.544*	22.256*	5.77%	4.84%	5.24%

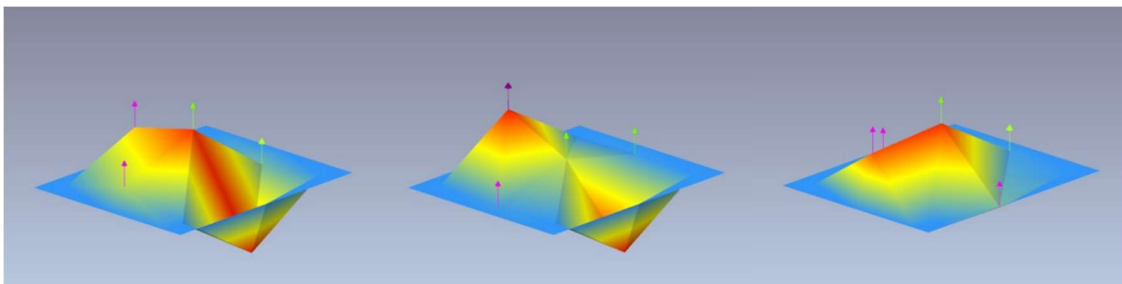
A Figura 4-2 resume as formas dos modos dos três primeiros modos para o setup de profissional e sistema de baixo custo sem interpolação, escolhido para ser ilustrativo dos melhores métodos de interpolação. Visualmente, pode-se observar que a interpolação melhorou a similaridade entre os modos de vibração do sistema de profissional e baixo custo.

A fim de comparar numericamente as formas dos modos, os coeficientes MAC dos modos, considerando que os graus de liberdade de todos os dois sistemas são coincidentes, foram calculados tomando como referência as formas dos modos do sistema de profissional. A Tabela 4-2 resume esses resultados e destaca em negrito o MAC dos modos equivalentes em cada conjunto de dados (ou seja, o MAC entre os primeiros modos de dois conjuntos de dados). Os valores da MAC do sistema profissional (em relação ao próprio) são indicativos da boa

qualidade do teste modal realizado, pois os valores off-diagonal são muito menores do que os on-diagonal, indicando baixa correlação cruzada e alta autocorrelação entre os modos identificados. A interpolação também melhorou muito a correlação entre todos os modos do sistema de baixo custo e o sistema de profissional. Novamente, a interpolação de ordem superior apresentou melhores resultados do que a interpolação linear, que, no entanto, melhorou em dados brutos que praticamente não foram correlacionados com as modos de vibração identificadas com os dados do sistema de profissional.



(a)



(b)

Figura 4-2: Modos de vibração dos três primeiros modos de teste de vibração de impulso: (a) Sistema profissional; b) Sistema de baixo custo.

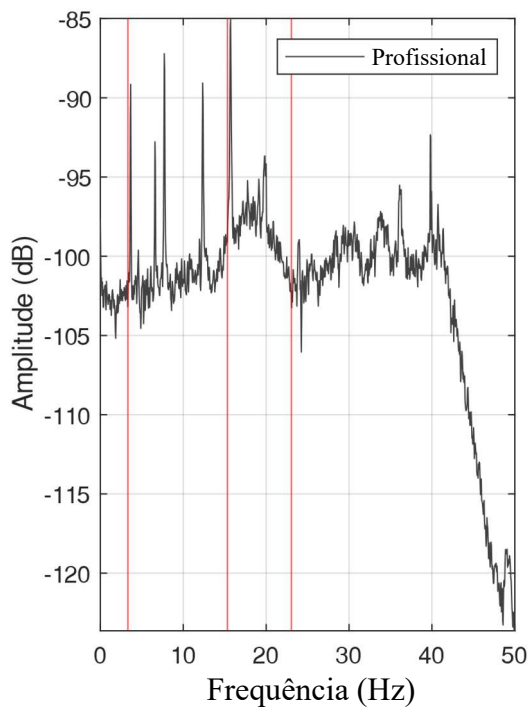
Tabela 4-2: Valores MAC entre os modos de vibração identificados por cada sistema (profissional e de baixo custo).

Sistema	Modo	MAC		
		1°	2°	3°
Profissional	1st	1.0000	0.0369	0.0184
	2nd	0.0369	1.0000	0.0202
	3rd	0.0184	0.0202	1.0000
Baixo custo	1st	0.0597	0.1534	0.1169
	2nd	0.1278	0.0702	0.1475
	3rd	0.2509	0.3890	0.0424

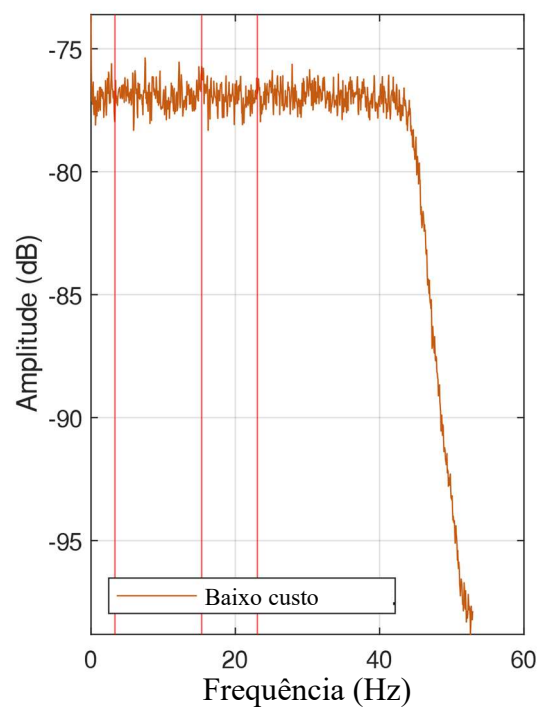
4.1.2. Ensaio de vibração ambiente

A Figura 4-3 apresenta as estimativas de PSD obtidas a partir dos experimentos de vibração ambiente, bem como as linhas verticais vermelhas indicando as três frequências de vibração relatadas por (Carmona, Avila e Doz, 2017). A Figura 4-3a apresenta o resultado obtido a partir do sistema profissional, que mostra picos claros associados ao primeiro e segundo modos, mas não ao terceiro modo, o que pode ser justificado pela baixa quantidade de vibração ambiente disponível ao redor da laje para excitar esse modo alto. Picos adicionais mostrados no gráfico (por exemplo, em torno de 12 Hz, 20 Hz, 40 Hz) podem estar relacionados ao ruído elétrico do sistema, que não pôde ser aterrado durante o teste.

A Figura 4-3b mostra o resultado obtido a partir do sistema de baixo custo, que não apresenta picos que possam ser visualmente associados aos modos de vibração. Nesse gráfico, o sistema profissional não é mostrado em referência devido à diferença de escala da energia em cada resultado: enquanto os resultados do sistema de profissional têm uma energia basal (nível médio entre as frequências de interesse) de aproximadamente 100 dB, o sistema de baixo custo permanece entre 75-80 dB em todos os gráficos. Estes resultados novamente indicam que o sistema de baixo custo é consideravelmente mais ruidoso do que o sistema profissional, o que pode comprometer sua aplicação em testes de vibração ambiente com baixos níveis de excitação.



(a)



(b)

Figura 4-3: Estimativas de densidade espectral de potência a partir de testes de vibração ambiente do sistema profissional e do sistema de baixo custo: (a) sistema profissional; b) sistema de baixo custo. As frequências identificadas por (Carmona, Avila e Doz, 2017) são marcadas em linhas verticais vermelhas.

Devido ao baixo desempenho do sistema de baixo custo em testes de vibração ambiente, não são realizadas discussões adicionais sobre as formas das formas do modo de teste de vibração ambiente. A ferramenta de identificação automática de modos do software Artemis foi capaz de detectar apenas a segunda modalidade nos resultados do sistema de profissões, e a seleção manual permitiu identificar a primeira modalidade. Nenhum modo, automático ou manual, pôde ser identificado nos dados de vibração ambiente do sistema de baixo custo

5. ESTUDO DE CASO: A PONTE SOBRE O CÓRREGO VICENTE PIRES

5.1. RESULTADOS

5.1.1. Ensaio de vibração forçada

Foram realizadas três análises comparativas para verificar a consistência dos resultados. A primeira foi uma comparação entre os deslocamentos das longarinas V2 e V3 dado as dez medições realizadas após a passagem do trem, a segunda a paridade entre as deformações em cada extensômetro de cada longarina e por último uma análise de seção de cada longarina para cada medição realizada.

Na Figura 5-1 e Figura 5-4 é possível visualizar a curva de deslocamento das vigas V2 e V3 no momento da passagem do trem.

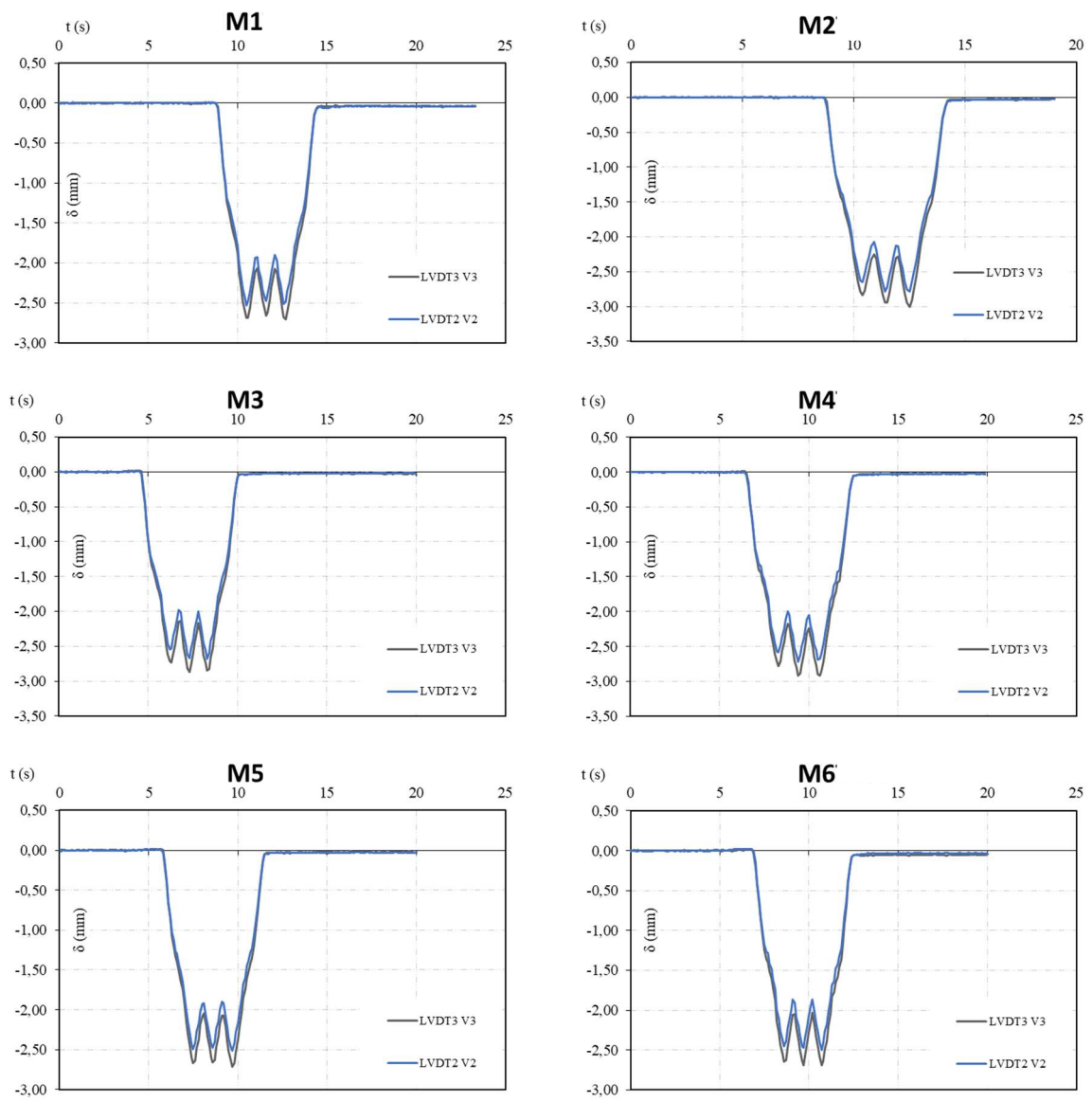


Figura 5-1: Análise de deslocamento das vigas V2 e V3 durante a passagem do trem (01/02).

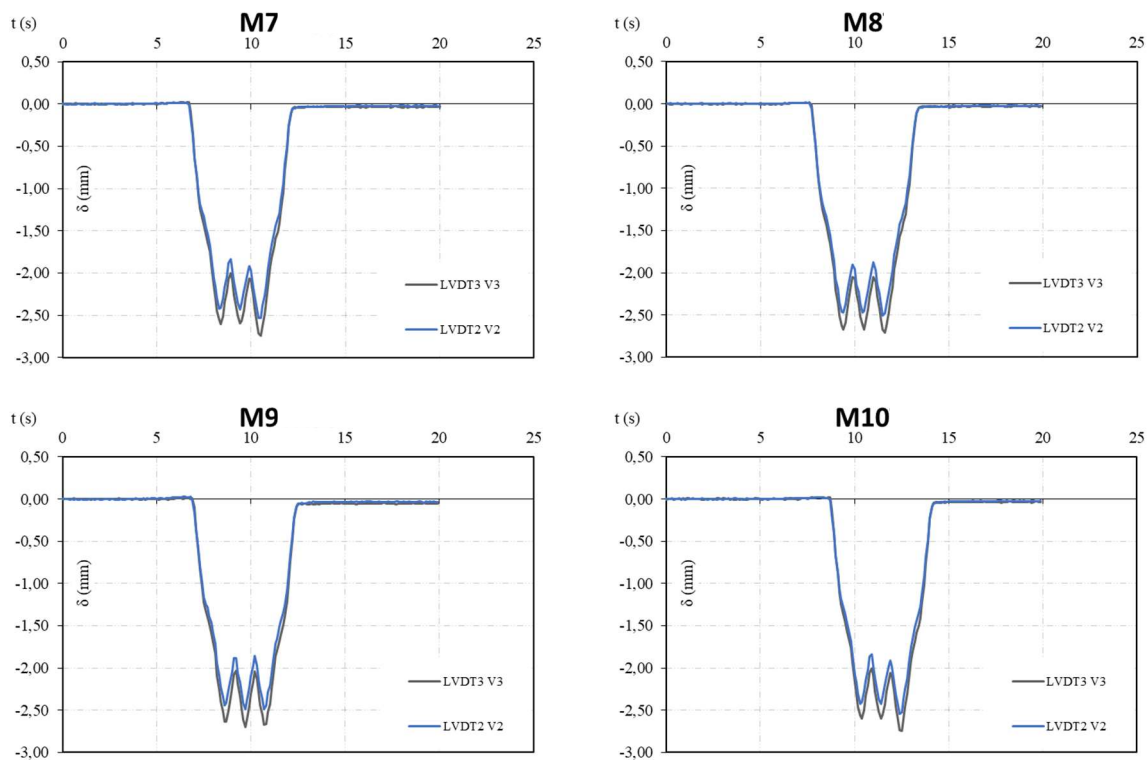


Figura 5-2: Análise de deslocamento das vigas V2 e V3 durante a passagem do trem(02/02).

A partir da Figura 5-1, pode-se observar que nas dez medições realizadas as curvas de deslocamentos obtiveram um mesmo padrão, com 3 picos de deslocamento máximo, o que se deu devido aos três vagões do trem, com ordens de grandeza muito próximas. Na Tabela 5-1 pode-se observar que o desvio padrão e o coeficiente de variação são baixos, mostrando que os valores das medições estão próximos e que a variação observada pode ser devido a erros do próprio sistema de medição.

Tabela 5-1: Deslocamentos Máximos

Medição	Deslocamento Máximo DT3 V3 (mm)	Deslocamento Máximo DT2 V2 (mm)
M1	-2,71	-2,53
M2	-3,01	-2,78
M3	-2,87	-2,67
M4	-2,92	-2,72
M5	-2,71	-2,51
M6	-2,69	-2,50
M7	-2,75	-2,54
M8	-2,70	-2,51
M9	-2,70	-2,49
M10	-2,74	-2,55
Média	-2,78	-2,58
Desvio Padrão	0,11	0,11
Coefficiente de Variação	4%	4%

A seguir (Figura 5-3 e Figura 5-4) são apresentados os valores das deformações na região inferior das três vigas para as dez medições realizadas.

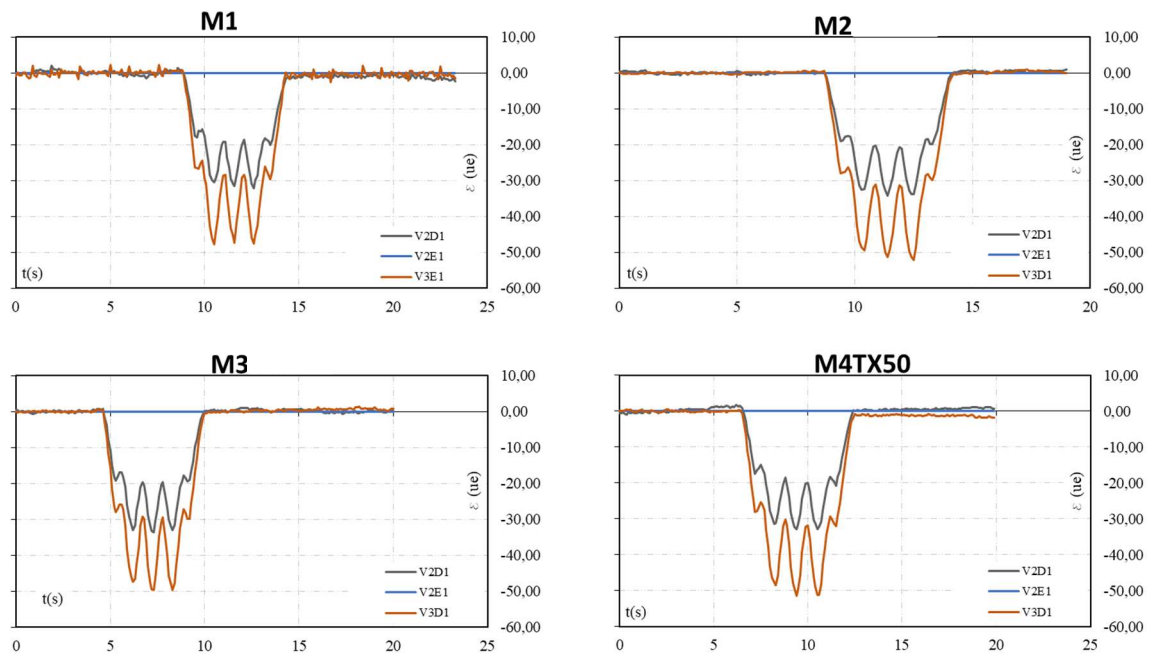


Figura 5-3: Análise de deformação na região inferior das vigas durante a passagem do trem (01/02).

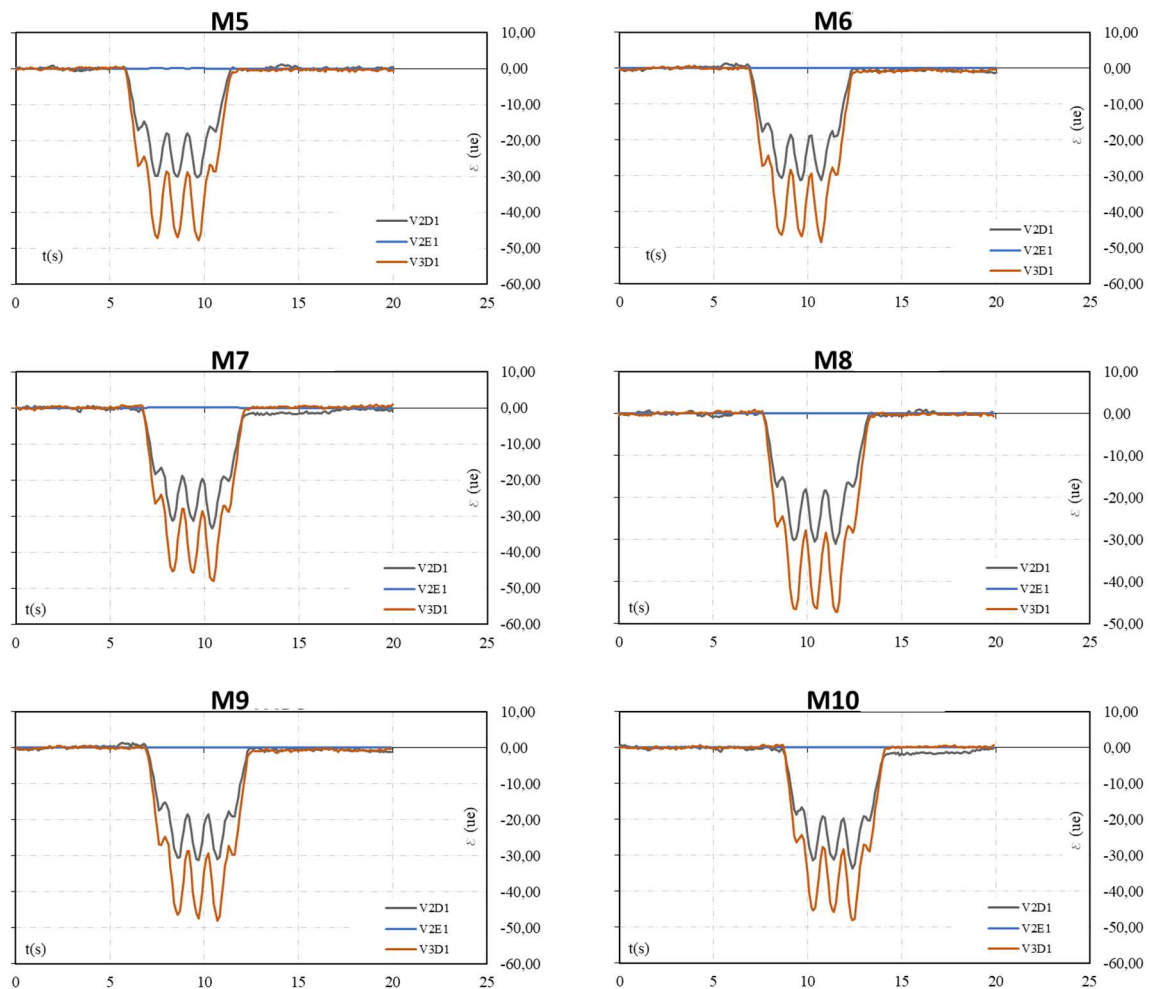


Figura 5-4: Análise de deformação na região inferior das vigas durante a passagem do trem (02/02).

A partir da Figura 5-3 e da Figura 5-4 pode-se observar que a maior deformação na região inferior ocorreu no extensômetro da viga V3 comparado com o da viga V2 ao lado direito, confirmando a hipótese de que ela recebe maior carga devido a concepção estrutural da ponte. Nota-se também que houve um mal funcionamento do extensômetro de base da viga V2 do lado esquerdo, contudo não houve prejuízo a análise dado que esse lado era apenas um *backup* e o extensômetro similar do lado direito. Na Tabela 5-2 é apresentado o valor máximo das deformações em cada viga e em cada medição realizada.

Tabela 5-2: Deformações de tração máximas na região inferior das vigas

Medição	Deformações máximas ($\mu\epsilon$)		
	V2D1	V2E1	V3E1
M1	-32,23	0,00	-47,75
M2	-34,30	0,00	-52,14
M3	-33,59	0,00	-49,57
M4	-32,98	0,00	-51,45
M5	-30,24	0,00	-47,84
M6	-31,27	0,00	-48,45
M7	-33,40	0,00	-48,05
M8	-30,95	0,00	-47,17
M9	-31,15	0,00	-48,11
M10	-33,62	0,00	-48,01
Média	-32,37	-	-48,85
Desvio Padrão	1,39	-	1,67
Coefficiente de Variação	4%	-	3%

É observado na Tabela 5-2 que as deformações analisadas em todas as medições apresentam um valor de desvio padrão pequeno quando comparado com o valor das deformações e um desvio padrão aceitável devido as incertezas e variáveis inerentes a esse tipo de medição. Na Figura 5-5 e na Figura 5-6 pode-se analisar as deformações na região intermediária da viga.

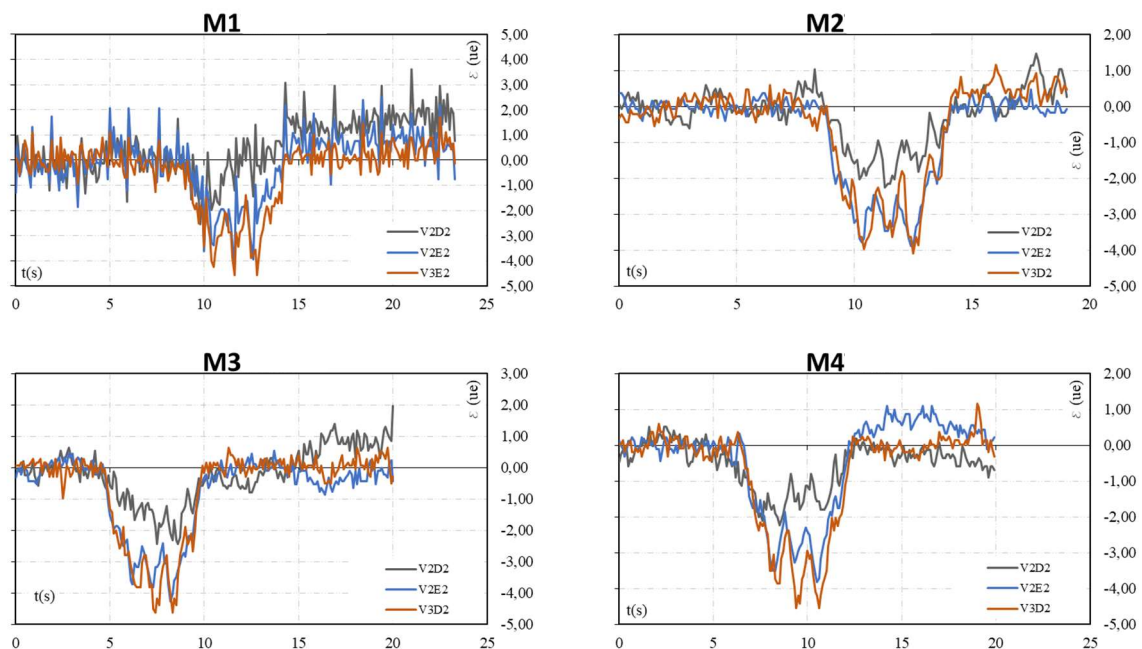


Figura 5-5: Análise de deformação na região intermediária das vigas durante a passagem do trem (01/02).

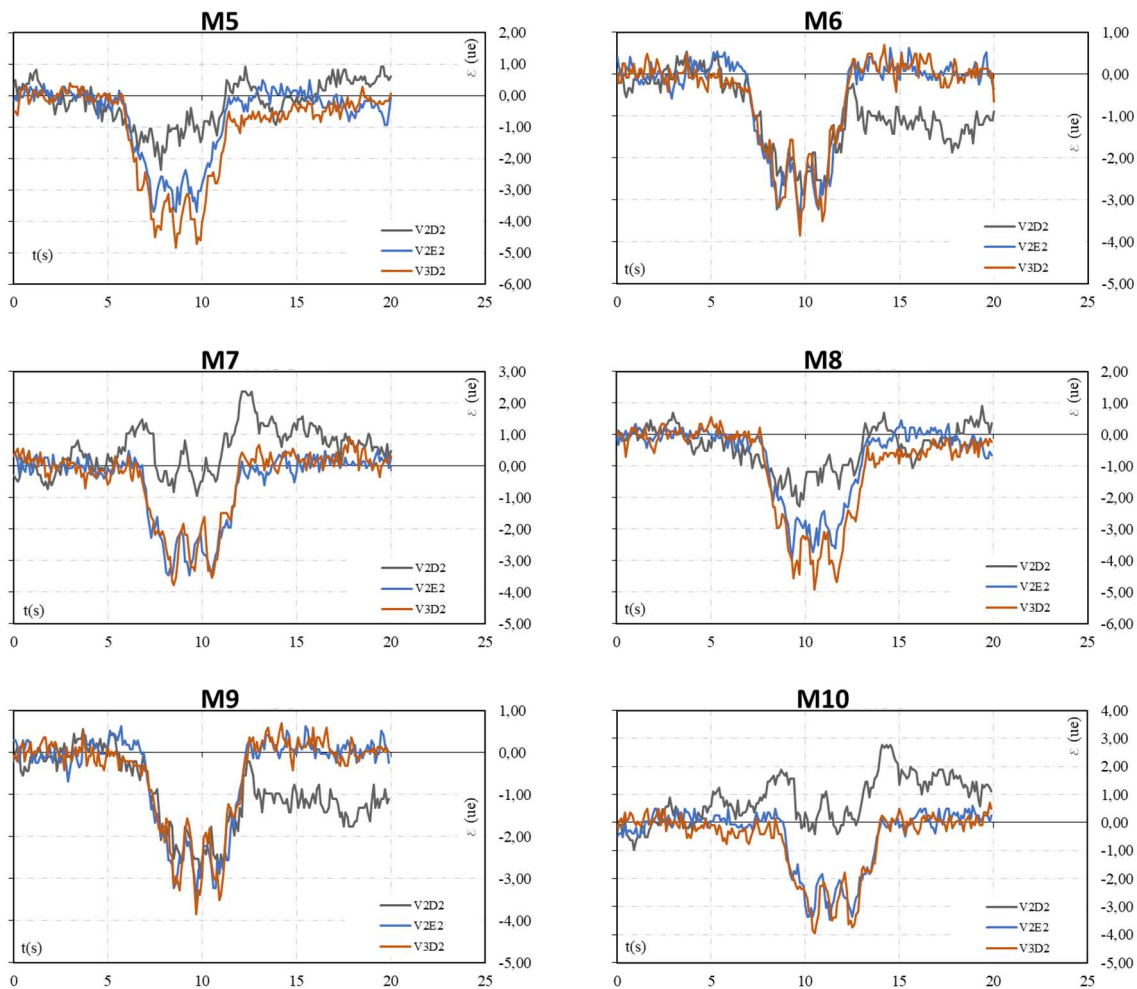


Figura 5-6: Análise de deformação na região intermediária das vigas durante a passagem do trem (02/02).

A partir da Figura 5-5 e da Figura 5-6 pode-se observar que as deformações na região intermediária da viga são muito menores quando comparadas com as regiões superior e inferior dado que essa região está

próxima a linha neutra da viga, altura no qual a deformação é nula. Na Tabela 5-3 é apresentado o valor máximo das deformações em cada viga e em cada medição realizada.

Tabela 5-3: Deformações máximas na região inferior das vigas

Medição	Deformações máximas ($\mu\epsilon$)		
	V2D2	V2E2	V3E2
M1	-3,20	-4,37	-4,58
M2	-2,26	-3,89	-4,09
M3	-2,44	-4,26	-4,62
M4	-2,22	-3,82	-4,53
M5	-2,37	-3,69	-4,84
M6	-2,86	-3,44	-3,85
M7	-0,94	-3,48	-3,77
M8	-2,29	-3,95	-4,92
M9	-2,86	-3,55	-3,85
M10	2,77	-3,48	-3,96
Média	-1,87	-3,79	-4,30
Desvio Padrão	1,74	0,33	0,44
Coefficiente de Variação	93%	9%	10%

É observado na Tabela 5-3 que as deformações analisadas da V2D2 apresentaram alto valor de desvio padrão e de coeficiente de variação, com valores de deformação bem diferentes do seu *backup* V2E2, esses valores podem ser decorrentes de alguma falha de instrumentação e por isso o valor da V2E2 que deve ser considerado para a viga V2, dado que apresenta baixo desvio padrão e coeficiente de variação. As deformações na viga V3 apresentam valores aceitáveis de desvio padrão e coeficiente de variação. Na Figura 5-7 pode-se analisar as deformações na região superior da viga.

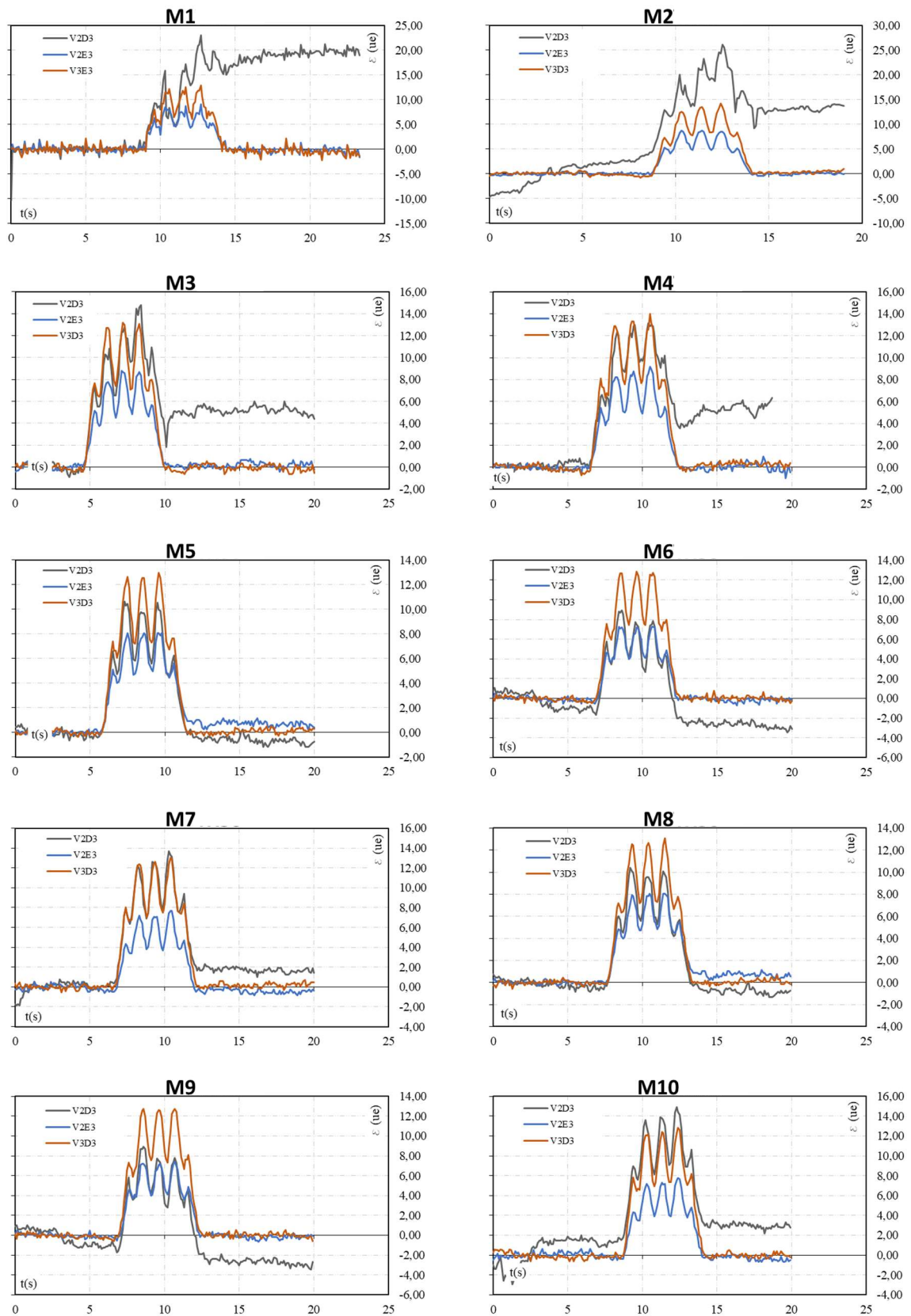


Figura 5-7: Análise de deformação na região superior das vigas durante a passagem do trem.

A partir da Figura 5-7 pode-se observar que as deformações de compressão na região superior da viga apresentam valores quatro vezes menores em relação as deformações de tração na região inferior, o que pode ser explicado dado que as vigas analisadas são protendidas e já apresentavam uma compressão antes da instrumentação. Também é visto que os resultados do V2D3 apresentaram uma deformação residual após a passagem do trem, isso pode ter ocorrido devido a absorção de deformação pelo extensômetro. Na Tabela 5-4 é apresentado o valor máximo das deformações em cada viga e em cada medição realizada.

Tabela 5-4: Deformações máximas de compressão na região superior das vigas

Medição	Deformações máximas ($\mu\epsilon$)		
	V2D3	V2E3	V3E3
M1	22,95	9,07	12,91
M2	26,13	8,71	14,17
M3	14,78	8,78	13,17
M4	13,12	9,17	13,97
M5	10,64	8,07	12,97
M6	8,93	7,29	12,87
M7	13,69	7,65	13,03
M8	10,41	8,04	13,09
M9	8,92	7,40	12,76
M10	14,91	7,76	12,84
Média	14,45	8,19	13,18
Desvio Padrão	5,80	0,69	0,49
Coefficiente de Variação	40%	8%	4%

É observado na Tabela 5-4 que as deformações analisadas da V2D3 apresentou alto valor de desvio padrão e de coeficiente de variação, com valores de deformação bem diferentes do seu *backup* V2E3, esses valores podem ser decorrentes de alguma falha de instrumentação e por isso o valor da V2E2 que deve ser considerado para a viga V2, dado que apresenta baixo desvio padrão e coeficiente de variação. As deformações na viga V3 apresentam valores aceitáveis de desvio padrão e coeficiente de variação. Na Figura 5-8 e Figura 5-9 observam-se as análises de deformação ao longo da sessão das dez medições realizadas no momento da passagem no qual ocorreu a maior deformação da seção.

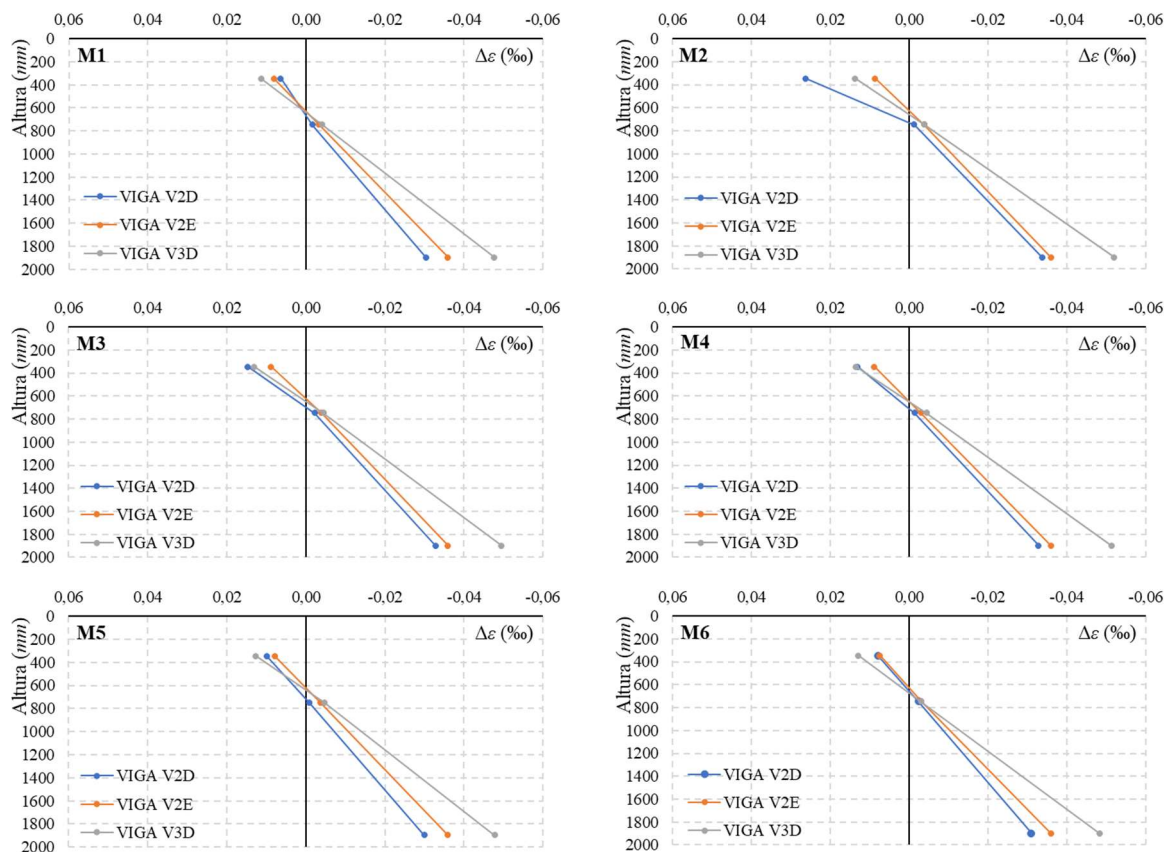


Figura 5-8: Análise de deformação ao longo da seção das vigas de concreto armado (02/02).

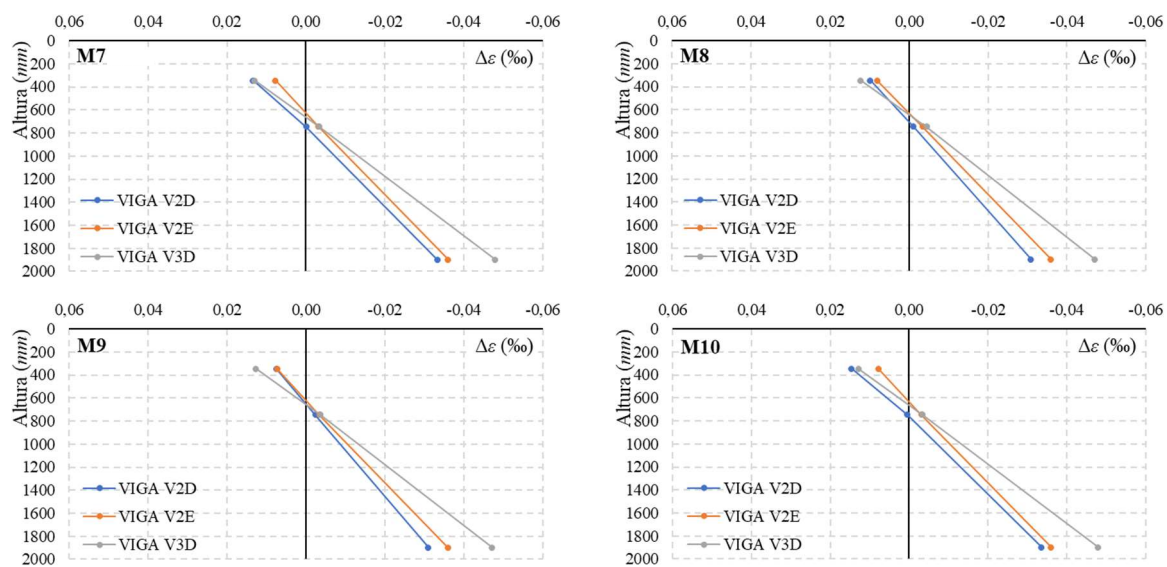


Figura 5-9: Análise de deformação ao longo da seção das vigas de concreto armado (02/02).

Na Figura 5-8 e Figura 5-9 pode-se verificar que, para os níveis de carregamento de serviço, as seções se mantêm planas conforme a hipótese de cálculo de vigas de concreto armado e

protendido. Conhecida como hipóteses das seções planas, afirma que a deformação em um ponto qualquer da seção transversal é diretamente proporcional à sua distância da linha neutra, admitindo que uma seção transversal inicial normal e plana, se mantendo nesta condição após sua deformação, resultando em uma distribuição linear das deformações normais ao longo de sua altura.

5.1.2. Análise de vibração livre

Foram realizadas duas monitorações conforme configuração experimental 1 (Figura 3-18) para análise de vibrações verticais. A seguir serão apresentados os resultados dessas monitorações.

Nas Figura 5-10 são apresentadas as séries temporais obtidas durante a monitoração 1.

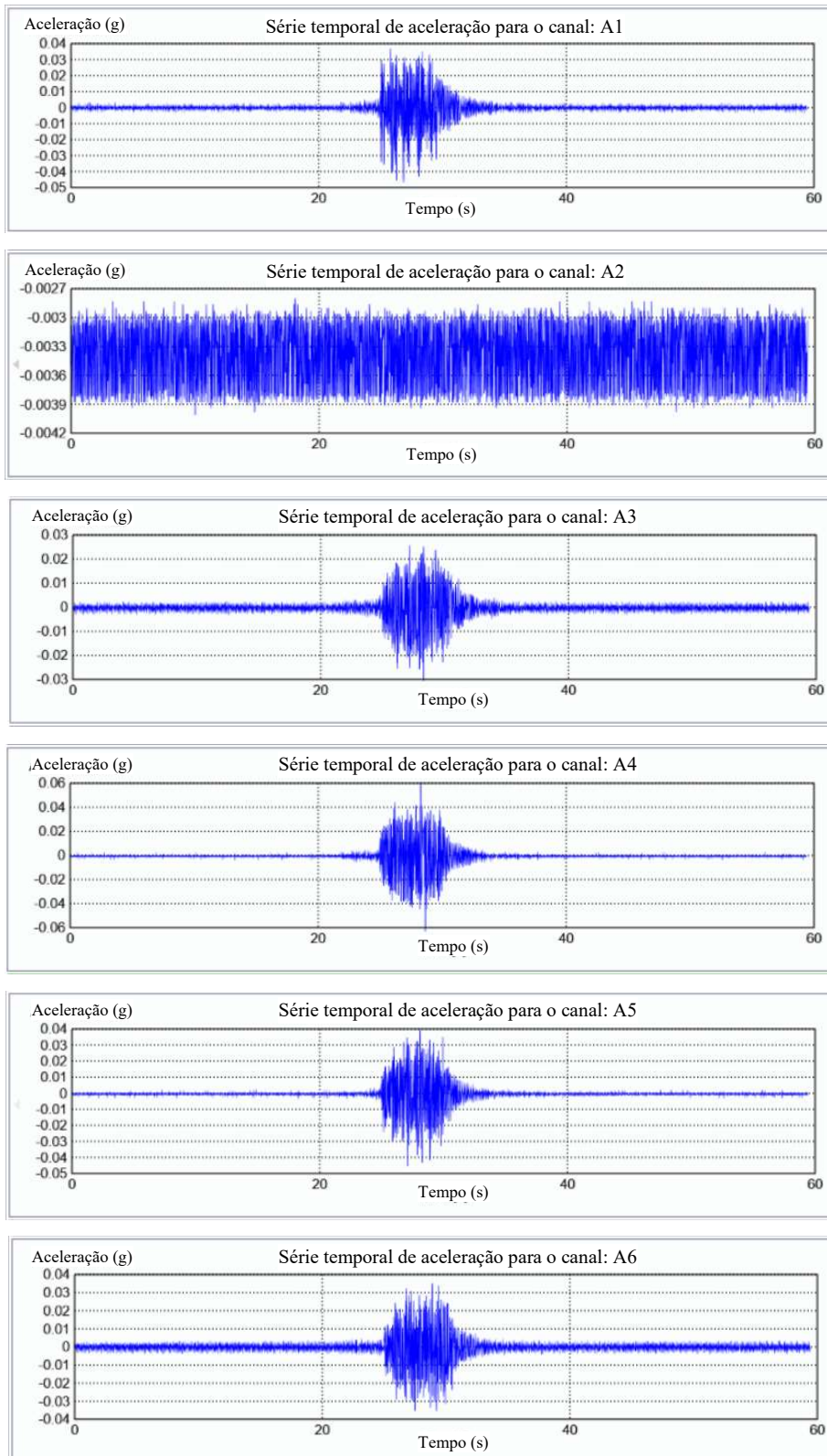


Figura 5-10: Séries temporais dos acelerômetros da monitoração 1.

A seguir são apresentados os resultados dos parâmetros modais obtidos por meio do programa ARTeMIS Modal para o método FDD. Na Figura 5-11 são apresentados os valores singulares das matrizes de densidade espectral, com a resposta da estrutura submetida a uma excitação de caráter aleatório.

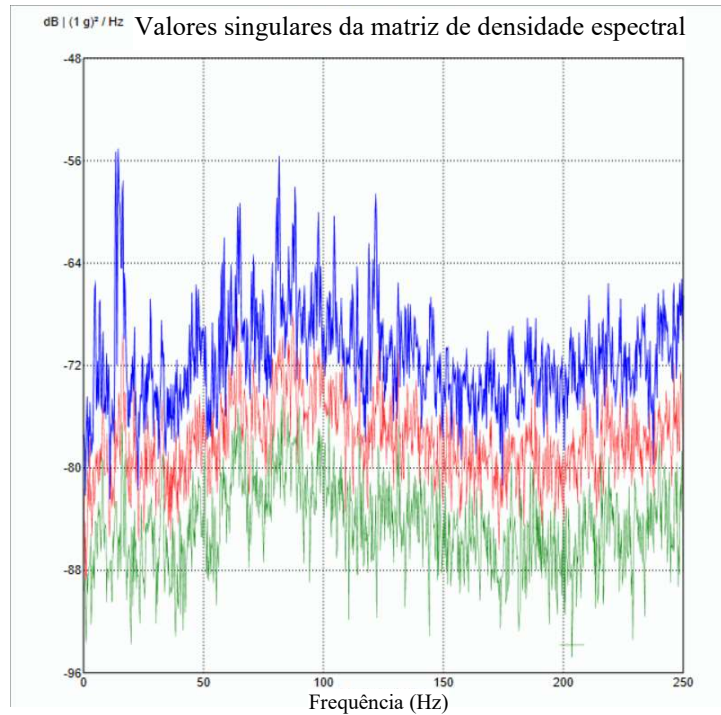


Figura 5-11: Valores singulares da matriz de densidade espectral que representam as frequências estimadas para o método FDD

É possível notar na Figura 5-11 que a maior quantidade de modos estimados estão presentes entre as frequências 0 Hz e 125 Hz. Desse modo, ampliou-se o espectro de frequência nessa faixa, ilustrado na Figura 5-12, de modo a visualizar melhor os picos e assim estimar as frequências naturais.

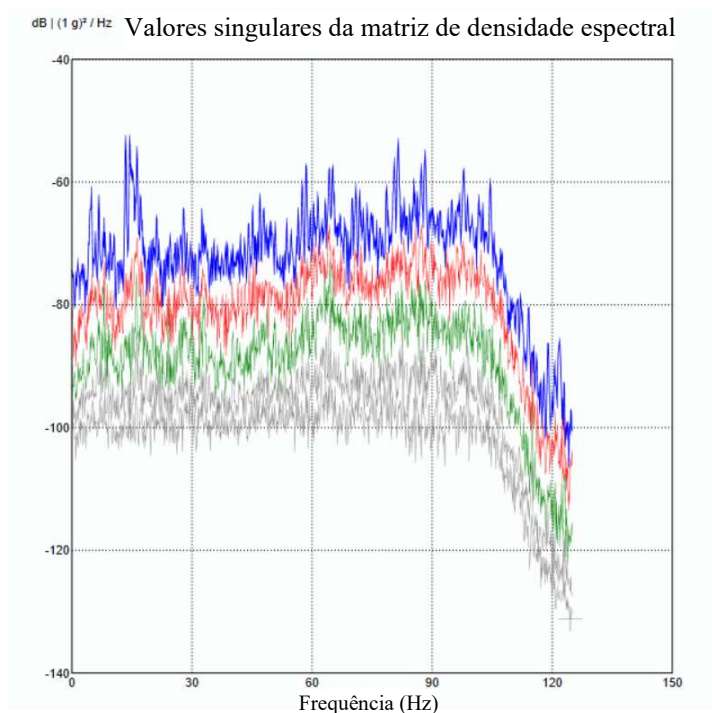


Figura 5-12: Ampliação dos valores singulares da matriz de densidade espectral para o método FDD

Para o método de decomposição no domínio da frequência - FDD, nenhuma frequência natural foi identificada automaticamente pelo programa ARTeMIS Modal, todas frequências naturais foram estimadas manualmente através da avaliação das abcissas correspondentes a picos da representação gráfica do primeiro valor singular (Tavares, 2013). Na Tabela 5-5 estão apresentadas as frequências naturais mais significativas obtidas através do método FDD. Para a representação dos resultados, foi considerado no ARTeMIS Modal três casas decimais.

Tabela 5-5: Resultados do Método FDD para a monitoração 1

Modo	Frequência (Hz)	Complexidade (%)	Tipo de Modo
1	4,883	3,665	Flexão vertical
2	13,428	0,981	Flexo-torção
3	16,235	70,411	Flexão vertical
4	21,118	66,482	Torção

Na Figura 5-13, Figura 5-14, Figura 5-15 e Figura 5-16 são apresentados os modos com formas modais bem definidas, isto é, aqueles que são possíveis de corresponder a modos reais da

estrutura e as suas respectivas frequências naturais estimadas no software ARTeMIS Modal, utilizando o método FDD.

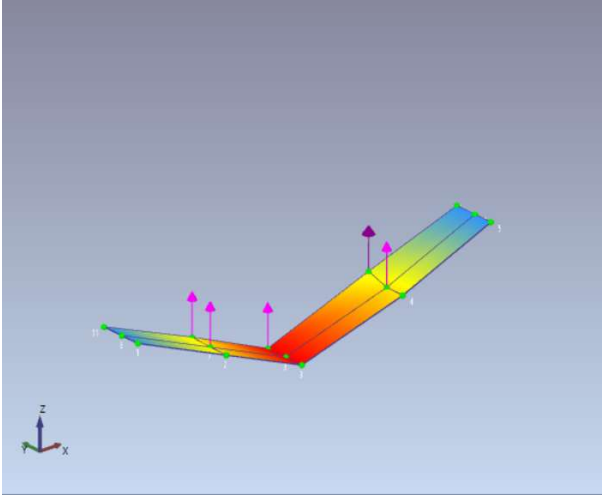


Figura 5-13: Modo de flexão vertical ($f=4,883\text{Hz}$) obtido pelo método FDD

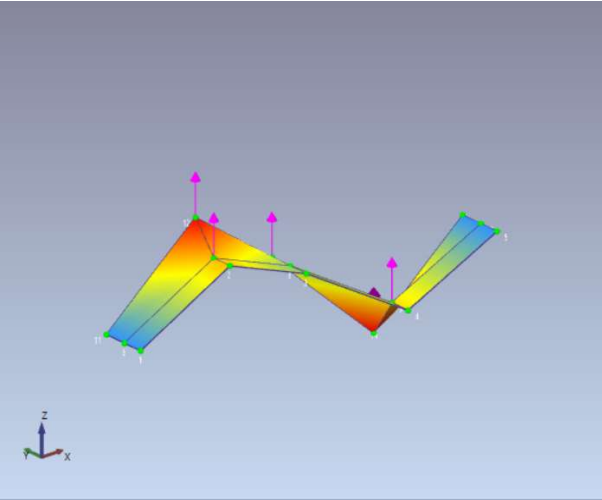


Figura 5-14: Modo de flexo-torção ($f=13,428\text{Hz}$) obtido pelo método FDD

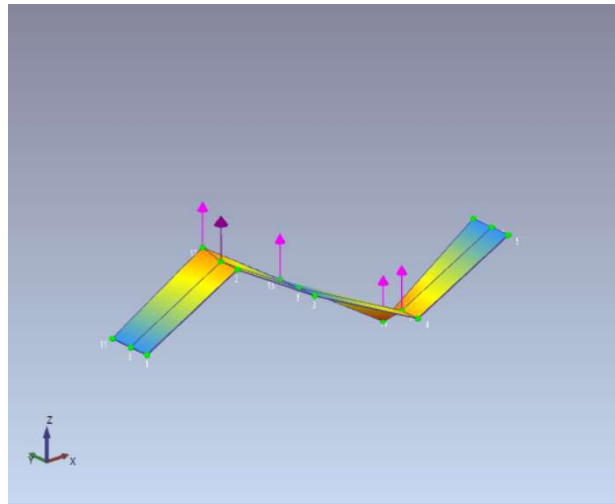


Figura 5-15: Modo de flexão vertical ($f=16,235\text{Hz}$) obtido pelo método FDD

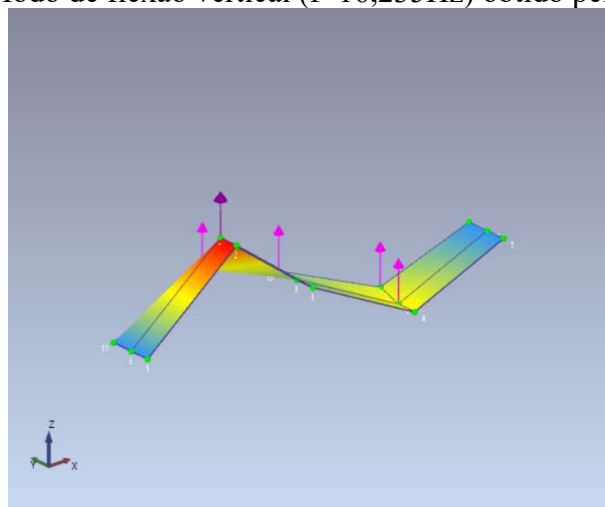


Figura 5-16: Modo de torção ($f=21,118\text{Hz}$) obtido pelo método FDD

A partir dos modos apresentados na Figura 5-13, Figura 5-14, Figura 5-15, Figura 5-16 e Tabela 5-5, observou-se que dentre os modos obtidos, apenas os dois primeiros são físicos. Isso pôde ser verificado utilizando o parâmetro de complexidade modal, apresentado na Tabela 4.4. Esse parâmetro mostrou que as frequências naturais de 4,883 Hz e 13,428 Hz apresentaram baixas complexidades modais de 3,665% e de 0,981% respectivamente, logo, apenas esses modos podem ser considerados físicos, os demais são complexos.

Agora serão apresentados os resultados referentes da monitoração número dois. O ensaio teve duração de um minuto e foi realizado com frequência de amostragem de 500 amostras/segundos. Os parâmetros utilizados durante a monitoração estão apresentados na Tabela 5-6.

Tabela 5-6: Parâmetros da monitoração 2

Parâmetros	Valor
Frequência de amostragem	500 amostras / segundo
Duração	60 segundos
Número de amostras / canal	30000
Número de canais ativos	6

Nas Figura 5-10 são apresentadas as séries temporais obtidas durante a monitoração.

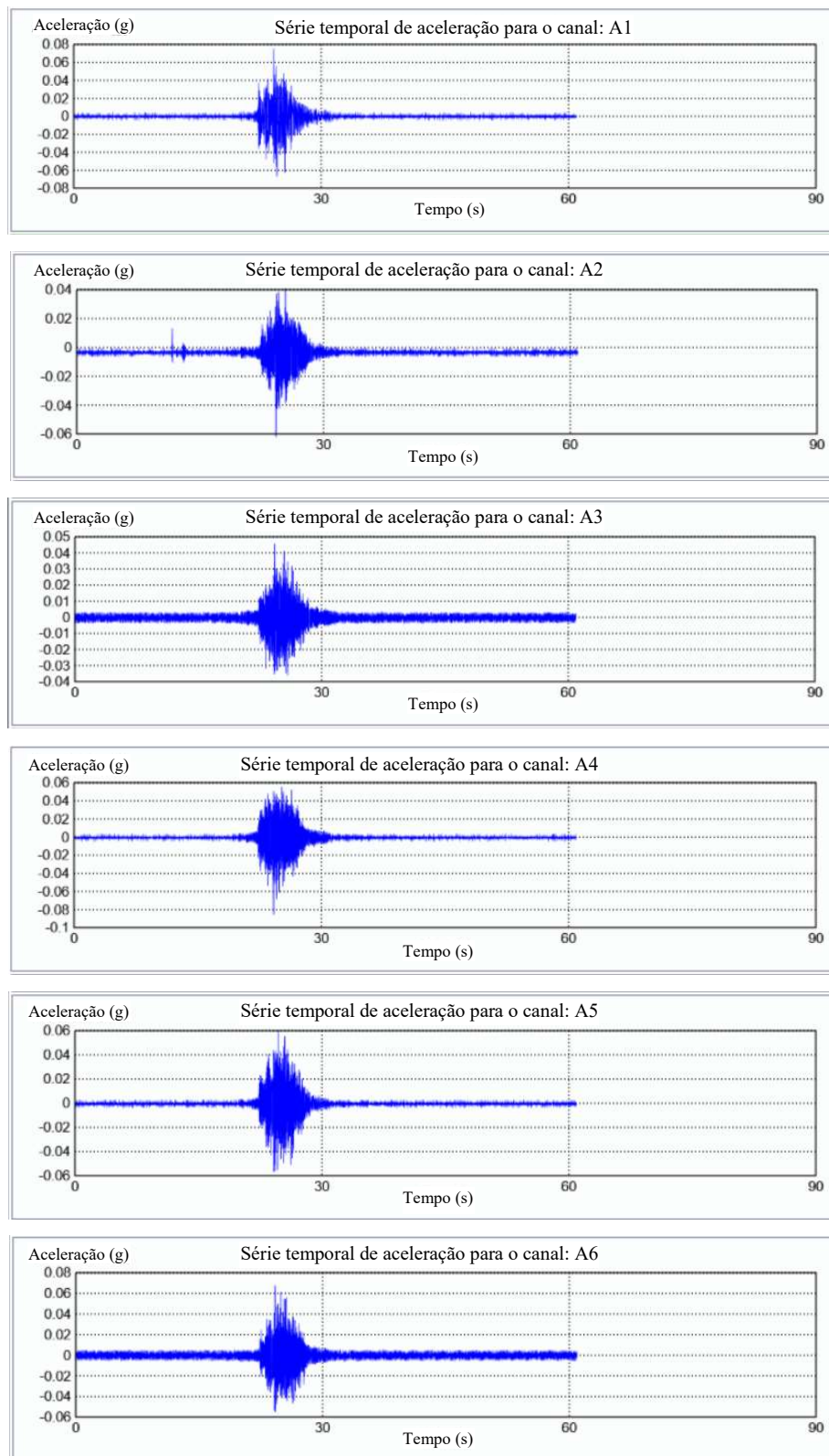


Figura 5-17: Séries temporais dos acelerômetros da monitoração 2.

A partir dos sinais coletados, foi realizada a identificação dos parâmetros modais utilizando o programa comercial ARTeMIS Modal. Na Figura 5-18 está representada a ponte no programa ARTeMIS Modal, sendo as setas verticais os acelerômetros.

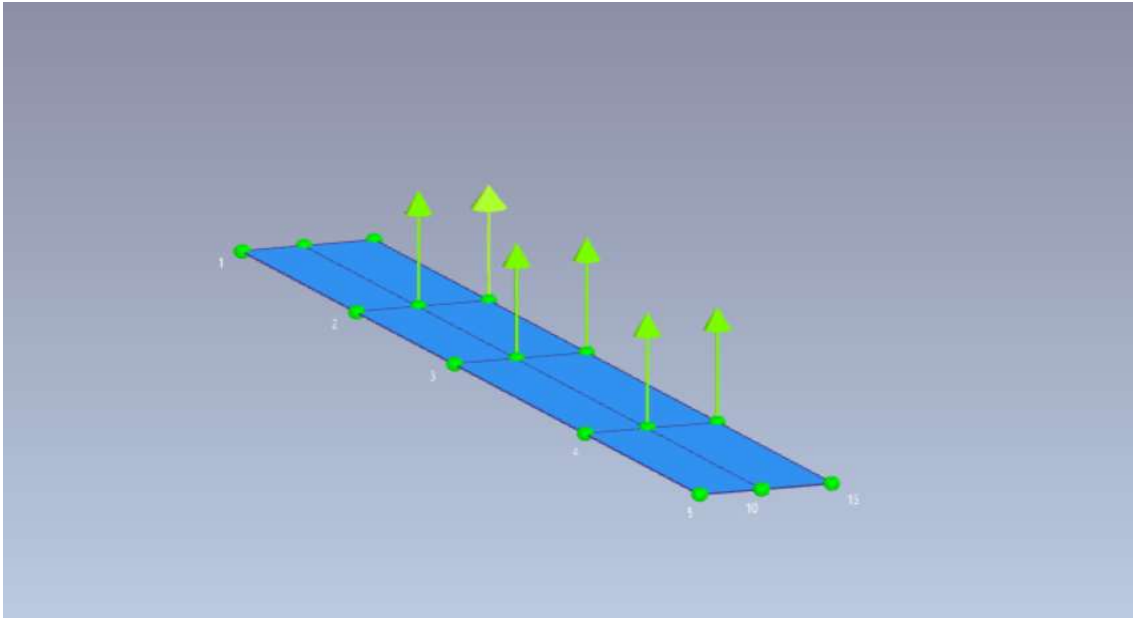


Figura 5-18: Representação do vão da ponte metroviária sobre o córrego Vicente Pires no ARTeMIS Modal.

A seguir são apresentados os resultados dos parâmetros modais obtidos por meio do programa ARTeMIS Modal para o método FDD. Na Figura 5-11 são apresentados os valores singulares das matrizes de densidade espectral, com a resposta da estrutura submetida a uma excitação de caráter aleatório.

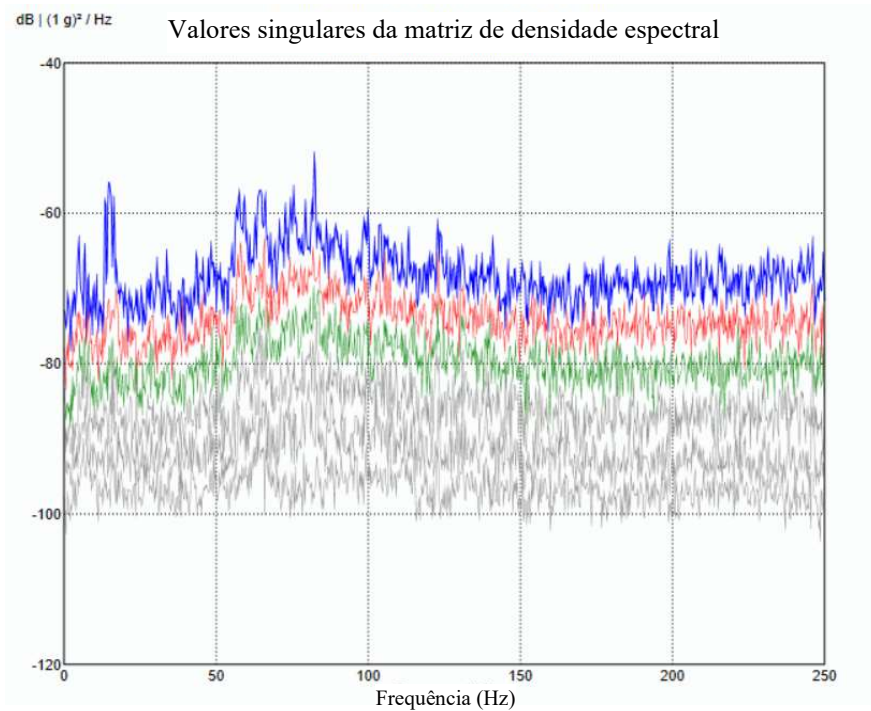


Figura 5-19: Valores singulares da matriz de densidade espectral que representam as frequências estimadas para o método FDD

É possível notar na Figura 5-11 que a maior quantidade de modos estimados estão presentes entre as frequências 0 Hz e 125 Hz. Desse modo, ampliou-se o espectro de frequência nessa faixa, ilustrado na Figura 5-12, de modo a visualizar melhor os picos e assim estimar as frequências naturais.

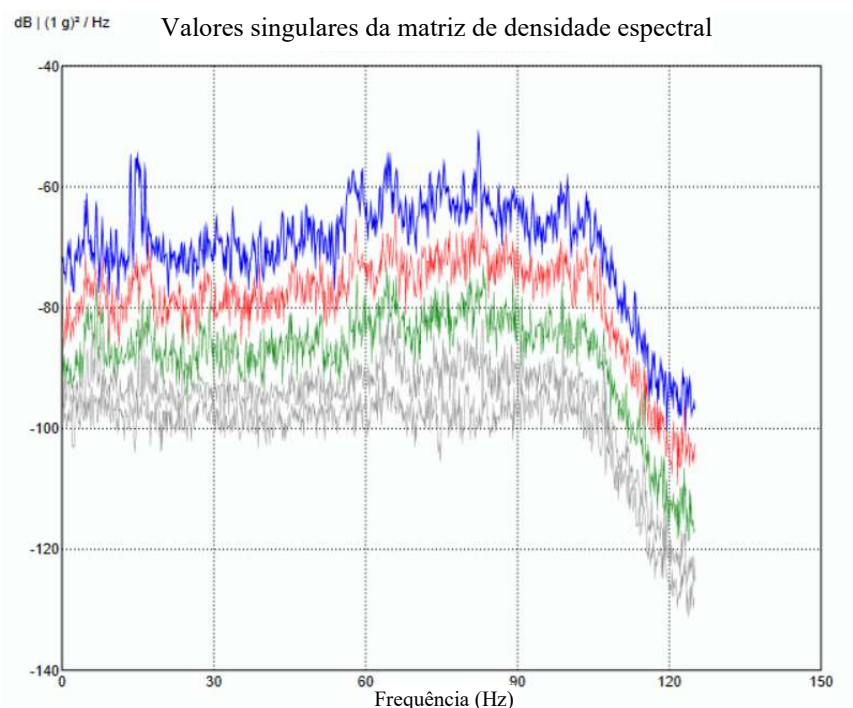


Figura 5-20: Ampliação dos valores singulares da matriz de densidade espectral para o método FDD

Para o método de decomposição no domínio da frequência - FDD, nenhuma frequência natural foi identificada automaticamente pelo programa ARTeMIS Modal, todas frequências naturais foram estimadas manualmente através da avaliação das abcissas correspondentes a picos da representação gráfica do primeiro valor singular (Tavares, 2013). Na Tabela 5-7 estão apresentadas as frequências naturais mais significativas obtidas através do método FDD. Para a representação dos resultados, foi considerado no ARTeMIS Modal três casas decimais.

Tabela 5-7: Resultados do Método FDD para a monitoração 2

Modo	Frequência (Hz)	Complexidade (%)	Tipo de Modo
1	4,883	11,475	Flexão vertical
2	13,550	2,831	Flexo-torção
3	16,357	13,085	Flexão vertical
4	20,020	37,538	Torção

Nas Figura 5-13, Figura 5-14, Figura 5-15 e Figura 5-16 são apresentados os modos com formas modais bem definidas, isto é, aqueles que são possíveis de corresponder a modos reais da

estrutura e as suas respectivas frequências naturais estimadas no software ARTeMIS Modal, utilizando o método FDD.

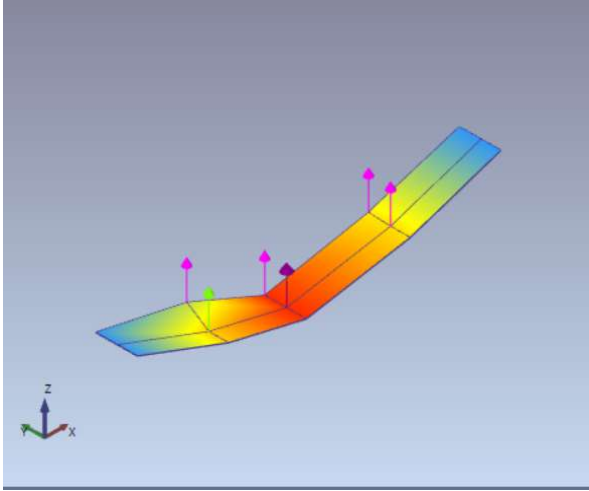


Figura 5-21: Modo de flexão vertical ($f=4,883\text{Hz}$) obtido pelo método FDD

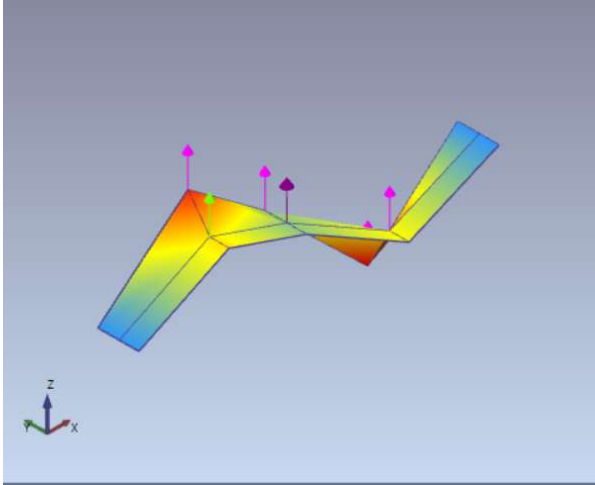


Figura 5-22: Modo de flexo-torção ($f=13,550\text{Hz}$) obtido pelo método FDD

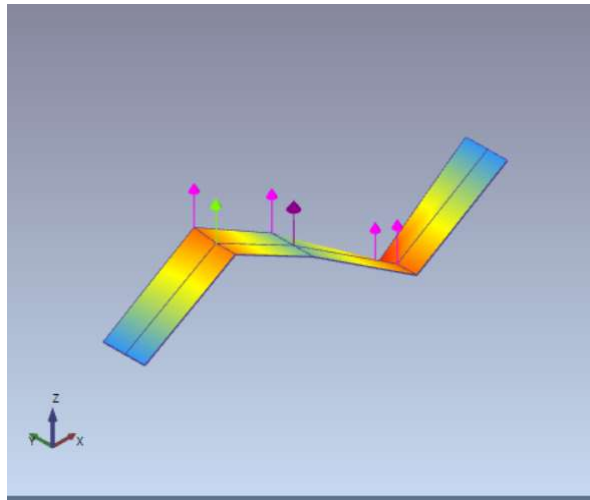


Figura 5-23: Modo de flexão vertical ($f=16,357\text{Hz}$) obtido pelo método FDD

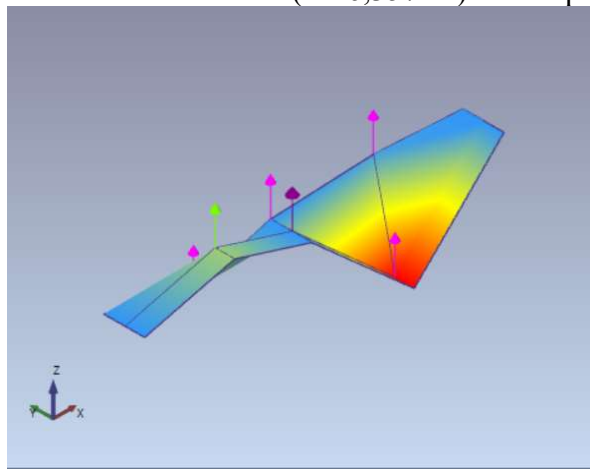


Figura 5-24: Modo de torção ($f=20,020\text{Hz}$) obtido pelo método FDD

A partir dos modos apresentados na Figura 5-21, Figura 5-22, Figura 5-23, Figura 5-24 e Tabela 5-7, observou-se que dentre os modos obtidos, apenas os dois primeiros são físicos. Isso pôde ser verificado utilizando o parâmetro de complexidade modal, apresentado na Tabela 4.4. Esse parâmetro mostrou que apenas a frequência natural de 13,550 Hz apresentou baixa complexidade modal de 2,831%, apenas esses modos podem ser considerados físicos, os demais são complexos.

Visando comparar os parâmetros modais obtidos experimentalmente para as duas monitorações, utilizou-se o coeficiente MAC (Modal Assurance Criterion), que mede a correlação entre duas configurações modais (Allemang, 2003). Para a comparação entre os parâmetros modais para as diferentes monitorações, é usual determinar a matriz completa de coeficientes MAC. Os elementos da diagonal principal dessa matriz devem apresentar valores

próximos de 1,00 e os elementos fora da diagonal devem estar próximo de zero, para que se considere que existe uma boa correlação entre as componentes modais. Considerando os parâmetros modais identificados experimentalmente para as monitorações 1 e 2, calculou-se o coeficiente MAC utilizando o programa ARTeMIS Modal. A Tabela 4.7 mostra a correspondência entre todos os modos obtidos.

Tabela 5-8: Valores de MAC para as monitorações 1 e 2

		Monitoração 1			
		4,883 Hz	13,428 Hz	16,235 Hz	21,118 Hz
Monitoração 2	4,883 Hz	0,674	0,006	0,018	0,124
	13,550 Hz	0,018	0,988	0,743	0,560
	16,357 Hz	0,002	0,930	0,877	0,679
	20,020 Hz	0,130	0,082	0,315	0,428

A partir do cálculo do MAC verificou-se que os modos 1, 2 e 3 obtidos para as monitorações são correlacionados, contudo o modo 4 não apresentou uma boa correlação apresentando um coeficiente MAC menor que 0,5. Os valores marcados em vermelho são os modos que apresentaram boa correlação. A partir dos resultados obtidos pelo ARTeMIS Modal para os as duas monitorações, observou-se que os modos com configuração modal mais relevantes apresentaram frequências naturais até 20 Hz.

6. MODELAGEM NUMÉRICA

Para realizar a caracterização do comportamento dinâmico da estrutura é necessário realizar a consideração adequada das ações atuantes e das condições de contorno, o conhecimento das propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais constituintes e um modelo numérico que permita obter as principais características da resposta da estrutura. A definição das características dinâmicas da estrutura a partir do modelo numérico é dada pela rigidez, massa e taxa de amortecimento da estrutura simulada.

6.1. PARÂMETROS DO MODELO

Para a realização da modelagem numérica foi necessário construir dois modelos numéricos. Para isso, utilizou-se o pacote computacional baseado no Método dos Elementos Finitos, SAP2000 (CSI, 2020).

O SAP2000 é um programa comercial de elementos finitos com interface gráfica 3D orientado a objetos. É utilizado na Engenharia Estrutural para a realização de modelagem, análise e dimensionamento das estruturas compostas dos mais diversos materiais. Dentre as análises possíveis no programa, podem ser citadas análises lineares e não-lineares, análises estáticas e dinâmicas e análise modal através dos autovalores e autovetores.

No Modelo 1 (Figura 6-1), foram modelados somente o tabuleiro de uma das vias, as vigas longarinas e transversinas, os aparelhos de apoio e a viga de cabeceira. Condições de contorno com restrição de translação foram aplicadas sobre os nós da viga de cabeceira.

O Modelo 2 foi realizado modificando-se o Modelo 1 para a inclusão dos encontros, blocos de fundação e estacas. A apresenta o modelo final, denominado Modelo 2 (Figura 6-2). Como os blocos de fundação são compartilhados entre as duas pontes adjacentes, que sustentam as duas vias do metrô, condições de contorno de simetria foram utilizadas na modelagem dos blocos. A interação solo-estrutura foi simulada a partir da incorporação de elementos de mola cujas constantes elásticas foram calculadas a partir do modelo de Winkler (Velloso e Lopes, 2012).

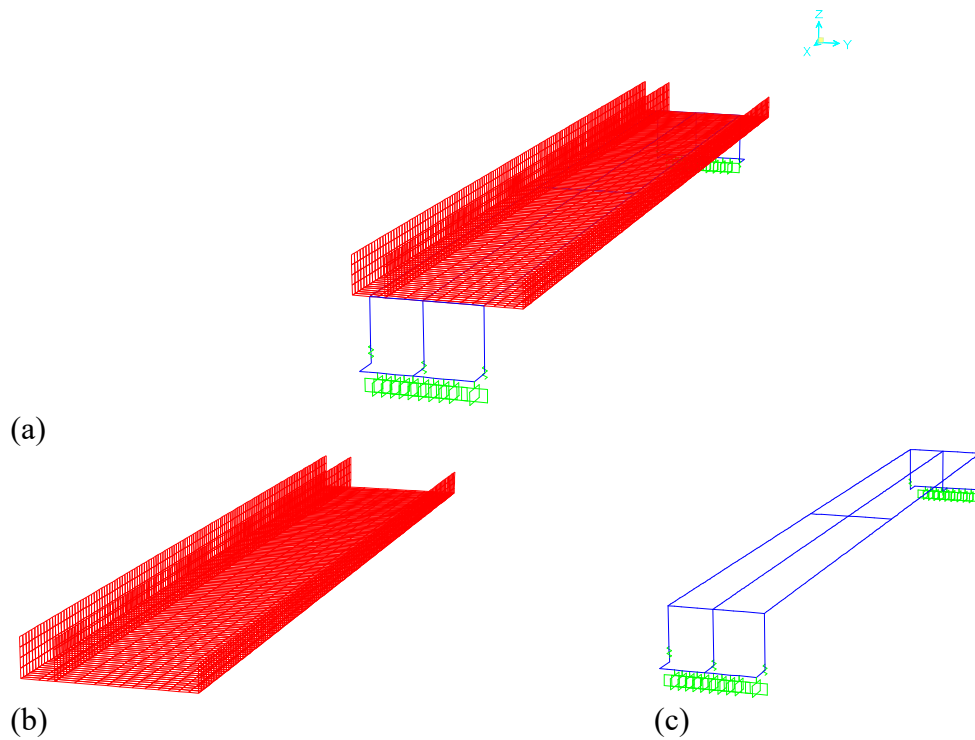
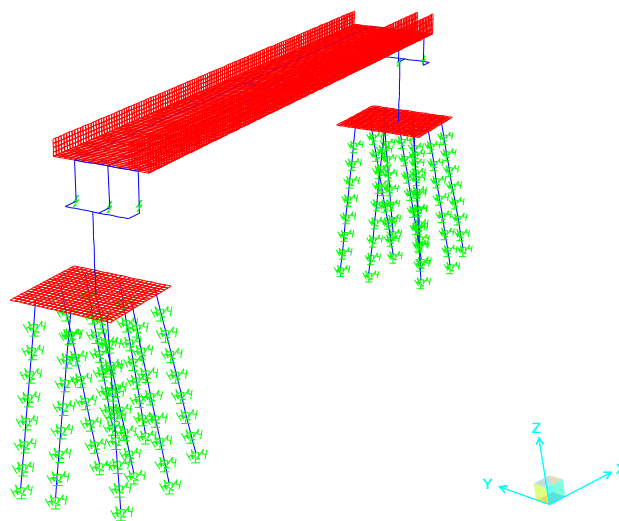


Figura 6-1: Malha de elementos finitos correspondente ao Modelo 1: (a) modelo completo; (b) tabuleiro da ponte modelado com elementos *shell*; (c) vigas longarinas, transversinas e vigas de cabeceira nas quais se aplicam as condições de contorno, modeladas com elementos *frame*, e os aparelhos de apoio, em verde, modelados com elementos *link*.



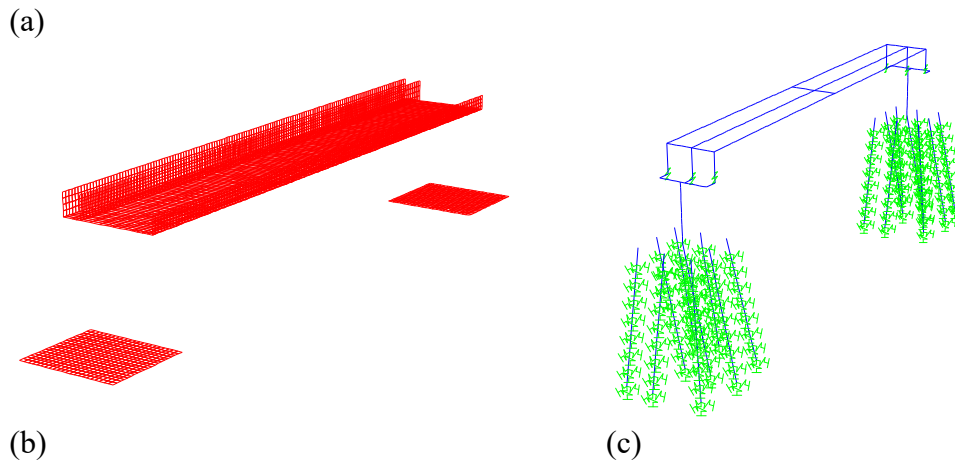


Figura 6-2: Malha de elementos finitos utilizada no Modelo 2: (a) modelo completo; (b) tabuleiro da ponte e blocos de fundação modelados com elementos *shell*; (c) vigas longarinas, transversinas e vigas de cabeceira nas quais se aplicam as condições de contorno, modeladas com elementos *frame*, os aparelhos de apoio, em verde, modelados com elementos *link*, e molas de condições de contorno elástica, em verde.

A Tabela 6-1 resume os tipos de elementos utilizados para modelar cada componente dos modelos 1 e 2.

Tabela 6-1 - Tipos de elementos utilizados nos modelos.

Componente	Modelo	Elemento	Dimensões médias	Observação
Tabuleiro e abas para contenção do lastro	1 e 2	<i>Shell</i>	20 cm × 35 cm	Seção do tipo <i>Shell-Thick</i>
Vigas longarinas	1 e 2	<i>Frame</i>	20 cm	-
Vigas transversinas	1 e 2	<i>Frame</i>	35 cm	-
Aparelhos de apoio	1 e 2	<i>Link</i>	De acordo com projeto	Ver comentários sobre modelagem
Elementos rígidos de ligação tabuleiro-cabeceira	1 e 2	<i>Frame</i>	Ver comentários sobre modelagem	Ver comentários sobre modelagem. Elementos utilizados pela estratégia de modelagem adotada
Vigas de apoio sobre pilares nas cabeceiras	1 e 2	<i>Frame</i>	28 cm	-
Pilares de apoio	1 e 2	<i>Frame</i>	34 cm	-
Blocos de fundação	1 e 2	<i>Shell</i>	25 cm × 25 cm	Seção do tipo <i>Shell-Thick</i>
Estacas	1 e 2	<i>Frame</i>	100 cm	-

Para modelagem dos aparelhos de apoio, o elemento *Link* foi utilizado possuindo os graus de liberdade locais U1, U2, U3 (translações nas direções x,y e z, respectivamente) e R3 (rotação em torno do eixo z), com as rigidezes de cada direção desacopladas das demais. Uma vez que a análise modal computacional trata a estrutura como livre e não-amortecida, nenhum valor de amortecimento foi atribuído aos apoios, tampouco foi necessário associar massa ou inércia à rotação nos apoios. Considerando as simplificações introduzidas pelos elementos utilizados para modelagem do tabuleiro, vigas e pilares, a seguinte estratégia de modelagem foi desenvolvida para permitir a representação da ligação entre o tabuleiro e a cabeceira:

- Foi imposto um deslocamento vertical da posição dos centroides do tabuleiro e das vigas longarinas (*offset*), de forma a posicionar a base da seção do tabuleiro sobre o topo da seção da viga longarina, para que a inércia real do conjunto fosse computada corretamente;
- Elementos rígidos de ligação entre o tabuleiro e a cabeceira, ilustrados na Figura 6-3a, foram utilizados para promover a conectividade entre os nós comuns entre as vigas longarinas/tabuleiro/vigas transversinas e o nó da viga de cabeceira;
- Entre os elementos rígidos de ligação, na altura indicada em projeto, foram inseridos os elementos tipo *Link* para modelagem dos aparelhos de apoio, conforme Figura 6-3b.

Os elementos rígidos de ligação entre o tabuleiro e a cabeceira foram modelados a partir de elementos tipo *Frame*, aos quais foi atribuída uma seção transversal de massa específica igual a zero. Após a inserção destes elementos no modelo, cada elemento recebeu um *body constraint* nos seus nós inicial e final, de modo que se deslocasse como um corpo rígido sem deformação.

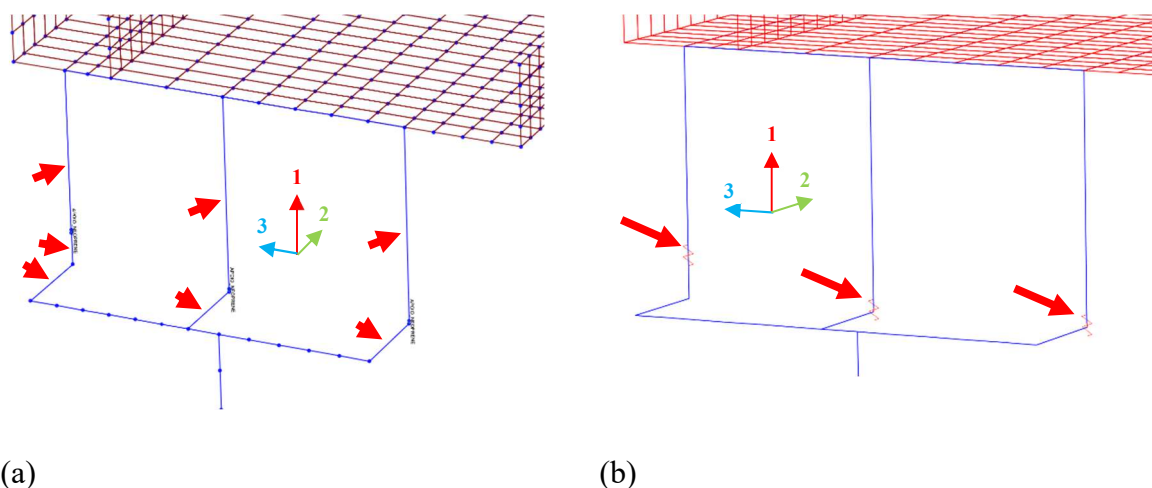


Figura 6-3: Elementos de ligação entre o tabuleiro e a cabeceira: (a) elementos rígidos; (b) elementos tipo *Link* inseridos entre os elementos rígidos, para modelagem dos apoios de neoprene.

Também se aplicou *body constraints* em todos os nós nas regiões de projeção das ligações de pilar-vigas de cabeceira, pilar-bloco de fundação, bloco de fundação-estaca, para que a rigidez real dessas ligações fosse representada.

6.2. FREQUÊNCIAS NATURAIS DE VIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para o modelo numérico realizado, foram encontrados 4 modos de vibração em termos das deformadas modais e frequências naturais equivalentes aos resultados obtidos dos ensaios experimentais conforme Tabela 6-2.

Tabela 6-2: Modos de vibração do modelo numérico

Modo	Frequência (Hz)	Tipo de Modo
1	4,835	Flexão vertical
2	12,740	Flexo-torção
3	16,616	Flexão vertical
4	19,907	Torção

As deformadas modais e frequências naturais de vibração podem ser visualizadas nas Figura 6-4, Figura 6-5, Figura 6-6 e Figura 6-7 retiradas do *software* SAP2000 de análise numérica utilizando elementos finitos.

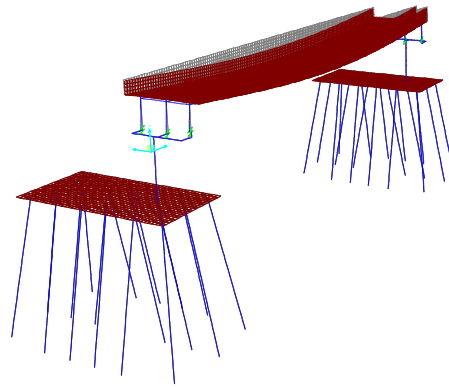


Figura 6-4: Modo 1 – $f = 4,835$ Hz

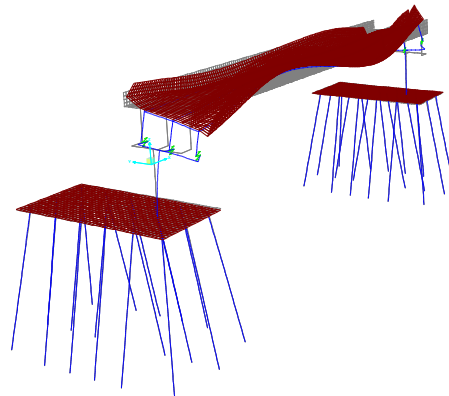


Figura 6-5: Modo 2 – $f = 12,740$

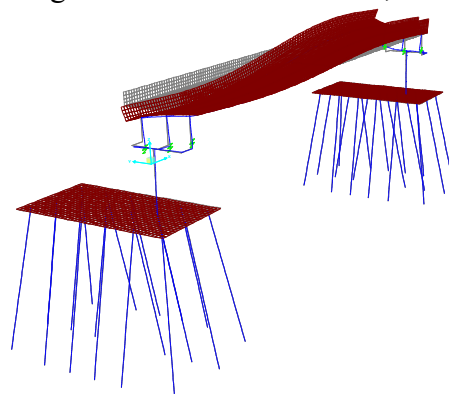


Figura 6-6: Modo 3 – $f = 16,616$ Hz

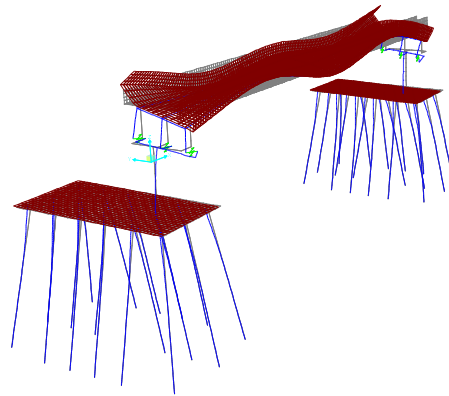


Figura 6-7: Modo 4 – $f = 19,907$ Hz

Após o desenvolvimento do modelo numérico faz-se necessário validá-lo com a estrutura real, para isso comparou-se os resultados do modelo com os obtidos no ensaio de vibração com características aleatórias para a monitoração 1 realizada conforme pode ser visualizado na Tabela 6-3.

Tabela 6-3: Comparação entre monitoração 1 e modelo numérico

Modo	Frequência Experimental (Hz)	Frequência Numérica (Hz)	Variação (%)	Tipo de Modo
1	4,883	4,835	0,98	Flexão vertical
2	13,428	12,740	5,12	Flexo-torção
3	16,235	16,616	2,35	Flexão vertical
4	21,118	19,907	5,73	Torção

Pode-se observar que as formas modais apresentaram o mesmo tipo de modo para os quatro modos analisados e que o modo 1 apresentou a menor variação quando comparado a frequência natural experimental com a numérica enquanto o modo 4 apresentou a maior variação. Também foi realizada a mesma comparação do modelo numérico com os resultados obtidos com a monitoração 2 conforme Tabela 6-4.

Tabela 6-4: Comparação entre monitoração 2 e modelo numérico

Modo	Frequência Experimental (Hz)	Frequência Numérica (Hz)	Variação (%)	Tipo de Modo
1	4,883	4,835	0,98	Flexão vertical
2	13,550	12,740	5,98	Flexo-torção
3	16,357	16,616	1,58	Flexão vertical
4	20,020	19,907	0,56	Torção

Pode-se observar que as formas modais apresentaram o mesmo tipo de modo para os quatro modos analisados e que o modo 4 apresentou a menor variação quando comparado a frequência natural experimental com a numérica enquanto o modo 2 apresentou a maior variação.

6.3. ESTUDO PARAMÉTRICO DO MODELO NUMÉRICO

As análises paramétricas da influência do módulo de elasticidade do concreto e influência da rigidez dos aparelhos de apoio nas frequências naturais da ponte foram realizadas utilizando o modelo numérico denominado Modelo 1. Para a análise paramétrica da influência da interação solo-estrutura nos parâmetros modais da ponte, foi utilizado o Modelo 2.

6.3.1. Parâmetros avaliados

6.3.1.1. Módulo de Elasticidade do Concreto

O conhecimento das propriedades físicas de uma estrutura de concreto existente, das quais o módulo de elasticidade é um dos mais relevantes para a análise modal, é uma tarefa desafiadora. O concreto é um material heterogêneo e que, comumente, sofre variações significativas das suas propriedades ao longo de uma estrutura, mesmo que se trate de concretos de uma mesma especificação.

No processo de calibração do modelo numérico desenvolvido, o efeito dessas incertezas das propriedades do concreto que interferem no problema estudado são avaliadas. Considerando essa variabilidade das propriedades do concreto nas estruturas, somado ao fato das técnicas não-destrutivas para avaliação das propriedades do material da estrutura *in situ* apresentarem grandes incertezas (RILEM, 2012), torna-se importante investigar, parametricamente, a

influência de variações de valor do módulo de elasticidade do concreto nos resultados de frequência da análise modal. Na análise apresentada neste trabalho, adotou-se uma variação de 40% em torno de um valor de 30 GPa. O valor de variação adotado corresponde à variação mais crítica encontrada no relatório (RILEM, 2012), relativa às incertezas decorrentes do ensaio de esclerometria. O valor de referência foi computado a partir da resistência características encontrada no projeto da ponte, de 30 MPa, e a Equação 6.1 da NBR 6118(2014) que correlaciona a resistência com o módulo de elasticidade:

$$E_c = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 6.1}$$

Onde:

E_c é o módulo de elasticidade inicial do concreto;

α_e é uma variável que depende do agregado utilizado no concreto, adotado igual a 1;

f_{ck} é a resistência à compressão característica do concreto aos 28 dias;

Assim, esta análise correspondeu à uma variação de 18,3 GPa a 42,8 GPa no módulo de elasticidade longitudinal. Somente o concreto do tabuleiro e das vigas longarinas foi submetido a esta variação.

6.3.1.2. Rigidez do Aparelho de Apoio

O intervalo de variação de rigidez estudado foi associado a fenômenos reais de envelhecimento e desgaste do elastômero do aparelho de apoio. Os dados sobre o efeito do envelhecimento e ações de serviço sobre as propriedades mecânicas dos aparelhos de apoio apresentam algumas discordâncias na literatura. A técnica de envelhecimento térmico sugeriu que os módulos de elasticidade diminuem com o envelhecimento, sugerindo-se uma equação na forma de uma lei de potência para estimar este efeito. No entanto, Yura et al. (2001) aponta que o fenômeno de envelhecimento, que é causado por ações térmicas e de oxidação, implica em uma perda de elasticidade do aparelho de apoio e um consequente aumento de seus módulos de elasticidade ((Yura *et al.*, 2001) Os intervalos apresentados por estes trabalhos são distintos, com ensaios apresentado aumentos de rigidez nas faixas de 40%-70% (Engelen, Van e Kelly, 2015), 35% (Chou e Huang, 2007), 15% (Russo, Pauletta e Cortesia, 2013) e 60%-100% (Yura *et al.*, 2001).

O efeito de ações de serviço também foi estudado por meio de ensaios de compressão cíclica em aparelhos de apoio elastoméricos. Resultados sugeriram que estas ações provocam a diminuição da rigidez dos apoios devido a diversos mecanismos de deterioração estrutural relacionados à fadiga do apoio, como: descolamento entre a interface elastômero e aço, nos apoios fretados; propagação e coalescência de falhas e trincas pré-existentes nestas interfaces. A redução de rigidez foi quantificada como sendo em torno de 35% (Chou e Huang, 2007)

Por fim, análises feitas em apoios submetidos às condições realistas de aplicações em estruturas civis, como o uso em apoios de pontes, sugeriram que, nestas situações, a redução de rigidez dos apoios pode ser considerada insignificante. O relatório NCHRP 449 (Yura *et al.*, 2001) apresenta um estudo em que se utilizou a técnica de envelhecimento térmico realizado em condições isotérmicas em dois valores de temperatura distintos. Como o fenômeno de envelhecimento do aparelho de apoio é relacionado a reações químicas e de difusão de oxigênio, é possível modelá-lo por meio da lei de Arrhenius. Realizando-se o ensaio de envelhecimento térmico em condições isotérmicas em duas temperaturas distintas, é possível obter todos os parâmetros desta lei a partir do ajuste da equação aos resultados obtidos. Isso permite simular o envelhecimento em um histórico qualquer de temperatura.

Dessa forma, o estudo demonstrou que, para que se tenha uma variação de 10% nas rigidezes dos espécimes de teste, seriam necessários algumas centenas de anos em serviço. Além disso, os espécimes de teste são considerados pequenos (76mm × 76mm × 44,5mm) em comparação a apoios reais, que possuiriam, em geral, uma superfície relativa (razão entre a superfície exposta às ações de envelhecimento e o volume total de material) menor e apresentariam, portanto, uma taxa de envelhecimento também menor.

Assim, na análise paramétrica reportada neste documento adotou-se um intervalo de variação do módulo de elasticidade transversal de $\pm 60\%$ em torno de um valor de referência de 125,2 MPa. Isto levou a uma variação de 76,5 MPa a 194,2 MPa do módulo de elasticidade transversal, e 229,5 MPa a 582,5 MPa do módulo de elasticidade longitudinal. A partir do módulo de elasticidade transversal, calculou-se o módulo longitudinal utilizando-se um coeficiente de Poisson de 0,5. As rigidezes do apoio foram calculadas com a formulação apresentada por (Pfeil, 1990)

6.3.1.3. Coeficiente de reação vertical e horizontal do solo

O conhecimento das propriedades físicas do solo para a realização de uma análise modal considerando a interação solo-estrutura é importante para uma maior representatividade do modelo em relação a realidade. Além do solo ser um material heterogêneo e anisotrópico, o qual varia significativamente ao longo da fundação, sua caracterização tanto para o projeto de fundação que foi realizado tanto para a análise após a estrutura já executada se faz por amostragem utilizando-se um ensaio de penetração dinâmica (Standard Penetration Test – SPT). De acordo com (Velloso e Lopes, 2012) as sondagens a percussão são perfurações capazes de ultrapassar o nível da água e atravessar solos relativamente compactos ou duros. O furo é revestido caso o solo seja instável. A perfuração avança na medida em que o solo é removido por circulação da água. A partir desse ensaio se caracteriza as camadas heterogêneas do solo e se obtém o NSPT de cada camada de solo, sendo esse o índice de resistência a penetração que determina a consistência e compactidade dos solos.

Para a análise de interação solo-estrutura (ISE) pode-se utilizar dois modelos que representam o maciço de solo, o primeiro é representado como um meio contínuo, utilizado por meio de softwares de elementos finitos, enquanto o segundo o solo é idealizado por molas ao longo de sua ligação juntamente com o elemento estrutural de fundação, as molas podem apresentar resposta linear (Modelo de Winkler) ou não-linear (curvas p-y). Neste trabalho será realizada a análise considerando o solo como discreto por molas lineares, e portanto, o modelo de Winkler para a discretização das molas ao longo da estaca.

O solo no Modelo de Winkler é representado com um modelo de molas independentes e linearmente elásticas com molas inseridas perpendiculares e paralelas a estacas. A deformação da fundação ocorre apenas na região onde o carregamento é aplicado (Crespo, 2004). Esse é o modelo mais simples de modelagem do solo utilizado na ISE. Seu problema é determinar o coeficiente de rigidez das molas elásticas, também conhecidos como coeficientes de reação do solo, que depende das propriedades elásticas do solo, das dimensões sob a ação da reação do solo na fundação e do comprimento de discretização dos elementos finitos. Para o cálculo do coeficiente de reação no solo foi utilizado o Método de Terzaghi, dado que se utilizou os dados do SPT da região onde se localizava a estrutura. Devido à inclinação das estacas, os valores do coeficiente de reação horizontal (k_h) e o de reação vertical (k_v – kgf/m) foram adotados iguais, de acordo com a Equação 6.2.

$$k_v = k_h = n_h \cdot \frac{z}{B} \quad \text{Equação 6.2}$$

Onde:

n_h é a constante de reação horizontal do solo;

z é a profundidade da camada da estaca;

B é o diâmetro da estaca.

O cálculo de n_h (kgf/m³) varia conforme o tipo de solo encontrado no ensaio a percussão, dado por:

Para areias secas e úmidas utiliza-se a Equação 6.3:

$$n_h = \left(\frac{N_{SPT}}{N_{SPT} \cdot 0,18 + 22} \right)^{1,5} + 0,08 \quad \text{Equação 6.3}$$

Para areias saturadas utiliza-se a Equação 6.4:

$$n_h = \left(\frac{N_{SPT}}{N_{SPT} \cdot 0,36 + 32} \right)^{1,5} + 0,08 \quad \text{Equação 6.4}$$

6.3.2. Resultados

As análises paramétricas foram apresentadas em termos da razão das frequências de cada modo em relação aos modos de um modelo de referência, utilizando-se a razão dada pela Equação 6.5.

$$\text{Razão de frequência} = \frac{\text{Frequência do modelo em análise}}{\text{Frequência do modelo de referência}} \quad \text{Equação 6.5}$$

A mudança nos valores dos parâmetros durante a análise paramétrica poderia fazer com que modos de vibração dos modelos em análise trocassem de posição em relação à ordem dos modos de vibração do modelo de referência, já que o SAP2000 reporta os modos em ordem crescente do valor da frequência fundamental. Para que as razões entre frequência sempre comparassem modos equivalentes, um algoritmo de reorganização automática dos modos com base no MAC (*Modal Assurance Criterion*) (Allemang, 2003) entre os modos foi implementado em linguagem *Python*.

Quando não sujeitas a variações, as propriedades do modelo foram adotadas com os seguintes valores:

- Módulo de elasticidade do concreto: 30,70 GPa;
- Coeficiente de rigidez do apoio de neoprene: U1=1,935E+09 kgf/cm, U2=U3=3775560 kgf/cm, R3=89746,25 kgf/cm;

6.3.2.1. Módulo de Elasticidade

A Figura 6-8 e a Figura 6-9 apresentam os resultados da análise paramétrica referente à influência da variação do módulo de elasticidade do concreto nos sete primeiros modos de vibração. O modelo de referência adotado arbitrariamente possuía módulo de elasticidade do concreto igual a 22 GPa. O coeficiente de rigidez do apoio de neoprene seguiu os valores informados no item “5.1 Considerações gerais”.

Devido à diferença de escala de variação dos modos, os resultados foram separados em duas figuras: uma com os três primeiros modos, e o segundo com os modos 4 a 7. As diferenças de escala de variação se deveram ao tipo de modo considerado. Como os primeiros modos são dominados pela rigidez do aparelho de apoio, foi observada pouca influência do módulo de elasticidade do concreto nos seus valores de frequência. Como exemplo, o Modo 2, que se apresentou como mais sensível entre os primeiros três modos, apresentou uma variação de apenas 0,80% na frequência natural em relação ao modelo referência, para uma variação de cerca de 80% do módulo de elasticidade, isto é, a frequência natural sofreu uma variação de magnitude aproximadamente 100 vezes menor que a variação no módulo de elasticidade.

Em contrapartida, os modos superiores, que mobilizam principalmente a estrutura de concreto, sofreram considerável influência pela variação do módulo de elasticidade do concreto. Como

exemplo, o Modo 7, que se apresentou como menos sensível entre os modos de 4 a 7, apresentou uma variação de cerca de 27% na frequência natural em relação ao modelo referência, para uma variação de cerca de 80% do módulo de elasticidade.

Pela análise desses resultados, nota-se que o conhecimento preciso do módulo de elasticidade do concreto tem bastante relevância quando se trabalha com um modelo numérico para representação do comportamento dinâmico, já que incertezas no seu valor podem levar a modificações consideráveis no valor das frequências naturais obtidas pelo modelo.

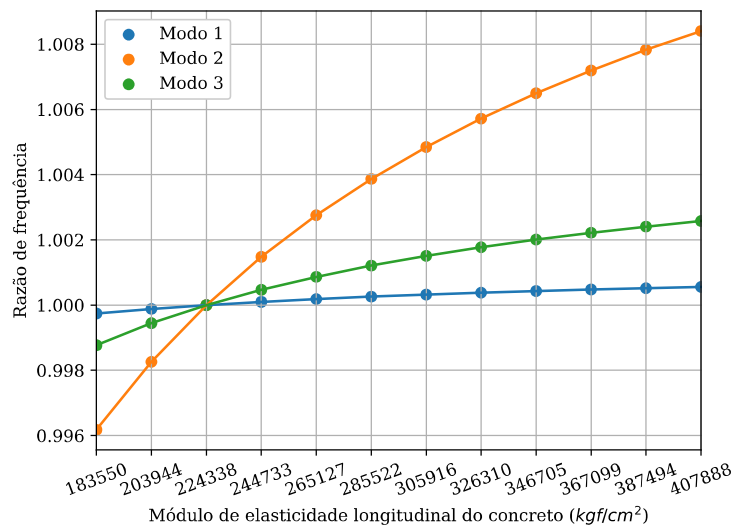


Figura 6-8: Análise paramétrica do módulo de elasticidade do concreto (modos 1 a 3).

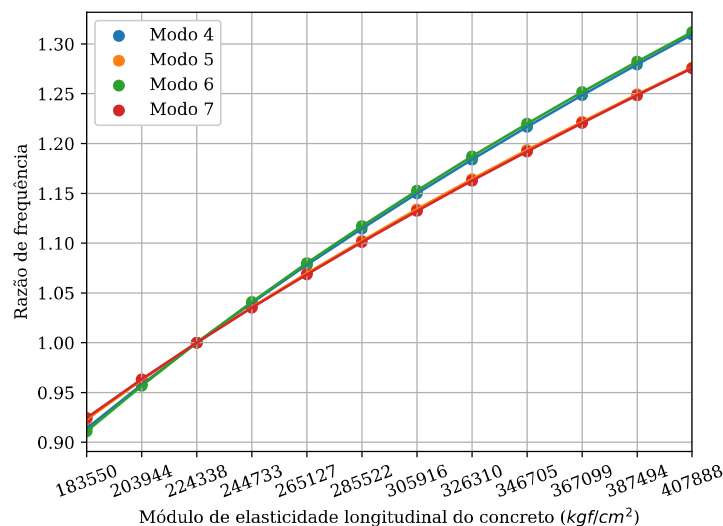


Figura 6-9: Análise paramétrica do módulo de elasticidade do concreto (modos 4 a 7).

6.3.2.2. Rigidez do Neoprene

As Figura 6-10 e Figura 6-11 apresentam os resultados da análise paramétrica referentes às frequências dos sete primeiros modos de vibração. Estes resultados foram normalizados em relação ao caso de referência, com aparelho de apoio com módulo de elasticidade transversal de 1,28 MPa, para que as escalas fossem compatibilizadas. Conforme discutido no item “5.1 Considerações gerais”, o módulo de elasticidade foi mantido em 30,7 GPa.

Assim, no eixo vertical é apresentado o valor do ganho de frequência, isto é, quantas vezes a frequência de um dado modo com uma dada rigidez é maior que aquela obtida para aquele modo com a menor rigidez analisada. Os resultados foram separados em dois gráficos pela diferença de magnitude de variação entre os três primeiros modos e os quatro últimos. Tal diferença pode ser explicada pela forma como a estrutura vibra em cada um destes modos.

Os três primeiros modos são predominantemente do tabuleiro da ponte se transladando como corpo rígido e os aparelhos de apoio sofrendo grande deformação, havendo a oscilação do vão da ponte sobre os apoios flexíveis do neoprene. Assim, nestes modos a rigidez do aparelho de apoio assume maior importância, por ser o elemento cuja rigidez contribui em maior parte nas deformadas modais. Observa-se uma variação praticamente linear entre a frequência natural dos modelos e a variação da rigidez do apoio de neoprene, o que pode ser explicado pela estratégia utilizada para representar os apoios de neoprene no SAP2000. Nota-se, assim, que se as frequências de interesse em uma análise modal forem aquelas associadas a deslocamentos sobre os aparelhos de apoio, a determinação precisa da rigidez do apoio de neoprene é de grande relevância, tendo causado variações num intervalo de 50% nos resultados obtidos nesse trabalho.

Já nos quatro modos seguintes, ocorrem modos de flexão e torção do tabuleiro propriamente dito, que mobilizam, em sua maior parte, a rigidez do próprio vão. Embora nestes casos ainda se possa observar a ocorrência de movimentos relativos devido à flexibilidade dos aparelhos de apoio, a contribuição da rigidez destes elementos é de relevância muito inferior frente aos demais elementos mais mobilizados nesses modos. Assim, nestes modos, a rigidez do aparelho de apoio possui influência pouco significativa nas frequências do modo, tendo sido observadas variações de frequência em um intervalo de apenas 3%. Assim, em uma análise modal, caso as

frequências de interesse sejam aquelas relacionadas a modos de vibração que mobilizam a estrutura, a determinação precisa da rigidez dos apoios elásticos de neoprene é um parâmetro secundário e importante apenas em ajustes finos de precisão.

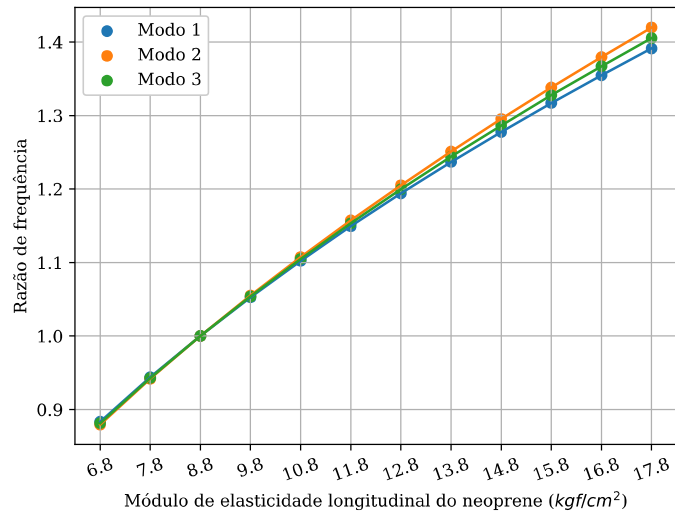


Figura 6-10: Análise paramétrica da rigidez do neoprene do aparelho de apoio (modos 1 a 3).

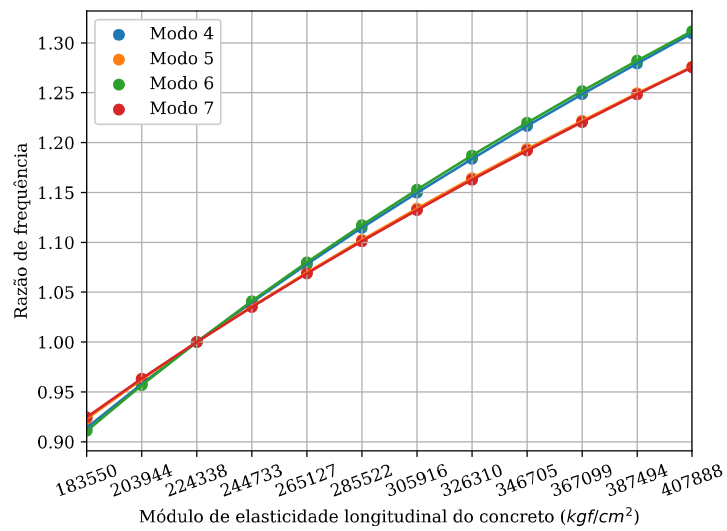


Figura 6-11: Análise paramétrica da rigidez do neoprene do aparelho de apoio (modos 4 a 7).

6.3.2.3. Coeficiente da reação vertical e horizontal do solo

A Figura 6-10 e a Figura 6-11 apresentam os resultados da análise paramétrica referentes às frequências dos nove primeiros modos de vibração. Estes resultados foram normalizados em relação ao caso de referência, com coeficiente de reação vertical e horizontal do solo igual a 156785,5 kN/m, para que as escalas fossem compatibilizadas. Assim, no eixo vertical é apresentado o valor do ganho de frequência, isto é, quantas vezes a frequência de um dado modo com uma dada rigidez é maior que aquela obtida para aquele modo com a menor rigidez analisada.

Os resultados foram separados em dois gráficos pela diferença de magnitude de variação entre os cinco primeiros modos e os quatro últimos. Tal diferença pode ser explicada pela forma como a estrutura vibra em cada um destes modos. Pode-se observar que para os primeiros cinco modos de vibração praticamente não se observam variação da frequência do modelo devido à variação dos coeficientes de reação vertical e horizontal do solo, enquanto nos quatro últimos modos há uma diferença de até 60%, entre o solo mais duro e o solo mais mole.

Ao se analisar as deformadas modais desses modos, não apresentadas neste trabalho pelo bem da concisão, nota-se que enquanto os modos 1 a 5 mobilizam a superestrutura da ponte, envolvendo os apoios de neoprene e o tabuleiro, os modos 6 e 9 mobilizam essencialmente as estacas e os blocos de fundação da estrutura. Assim, caso as frequências de interesse em uma análise modal se concentrem em modos de predominância da superestrutura, os coeficientes de rigidez do solo se apresentam como parâmetros de baixa influência nas frequências. Já em análises modais nas quais o comportamento da fundação seja relevante, como análises sísmicas e interação solo-estrutura que envolvem necessariamente modos que mobilizam os elementos de fundação, a determinação da rigidez do solo é de extrema importância e capaz de causar grandes variações nas frequências do modelo.

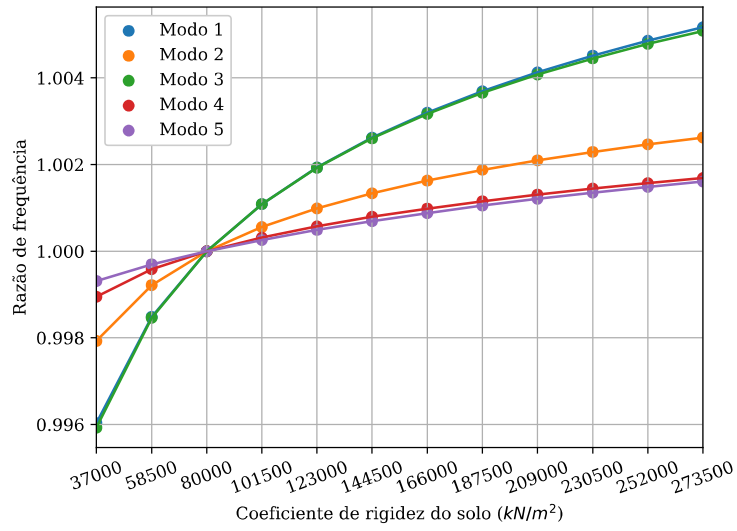


Figura 6-12: Análise paramétrica da rigidez do solo (modos 1 a 5)

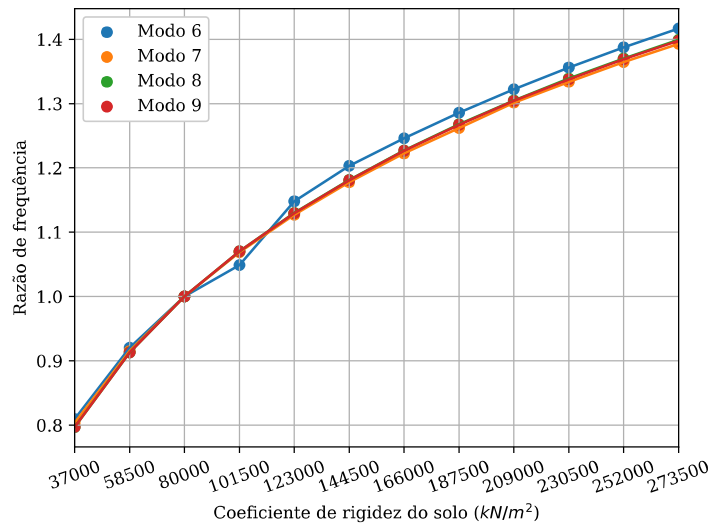


Figura 6-13: Análise paramétrica da rigidez do solo (modos 6 a 9).

7. CONCLUSÕES

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho desenvolvido teve como objetivo principal realizar o monitoramento estrutural e um modelo numérico em elementos finitos da ponte metroviário sobre o Córrego Vicente Pires, utilizando os dados experimentais decorrentes de ensaios dinâmicos. Neste estudo de caso, a monitoração foi realizada a partir da introdução de uma vibração com características aleatórias produzidas pela passagem do trem em cima e ao lado da estrutura analisada.

Este trabalho também apresentou o desenvolvimento de um ensaio comparativo entre um sistema multinó sem fio SHM baseado em vibração de baixo custo, baseado na plataforma Arduino, para identificação de parâmetros modais em infraestruturas civis e um sistema profissional. O sistema também foi validado por comparação com um sistema profissional em testes de identificação modal de uma laje de tamanho real. As principais conclusões do trabalho foram:

O sistema proposto revelou-se consideravelmente mais ruidoso do que o sistema profissional, com a potência basal nas estimativas de PSD sendo em torno de 75-80 dB, em oposição ao sistema de profissional que tinha uma linha de base de energia de 100 dB. Devido a isso, nenhuma identificação modal pôde ser realizada com dados obtidos do sistema proposto em ensaios de vibração ambiente.

Em primeiro lugar, realizou-se uma análise dinâmica por meio de um ensaio de vibração forçada medindo os deslocamentos e deformações no qual foram instrumentadas duas vigas da ponte, cada uma com 1 transdutor de deslocamento e extensômetros ao longo de sua seção.

No que tange a análise de deslocamentos, foi possível observar que durante a passagem do trem os deslocamentos estavam obedecendo os deslocamentos máximos exigidos pela NBR 6118(2014) norma base para o projeto dessa ponte, não atingindo deslocamentos superiores a 3mm. Também viu-se que a viga V3 apresentava os maiores deslocamentos para todas as dez monitorações, confirmando as hipóteses iniciais de que essa seria uma viga mais solicitada dentro do arranjo estrutural.

Já na análise de deformações, se seguiu na observação de maiores deformações na viga V3 para todas as dez monitorações. Na construção dos perfis de deformação da seção, a hipótese da

teoria da viga de Bernoulli também foi confirmada, dado que em todas as medições os perfis de deformação apresentaram um comportamento linear e, conseqüentemente, as seções permaneceram planas e perpendiculares a linha neutra.

Utilizando os dados de deformações para o cálculo dos esforços solicitantes decorrentes da parcela do concreto para as vigas V2 e V3. Pode-se concluir que os esforços obtidos foram muito inferiores aos esforços atuantes nas vigas devido a dois fatores: o primeiro, a desconsideração dos esforços de protensão atuante e o segundo a desconsideração da parcela de esforços referente às armaduras passivas. Contudo, essa análise colaborou na confirmação do funcionamento estrutural da ponte, dado que a viga V3 apresentou esforços duas vezes maiores que a V2.

Para os ensaios de vibração da ponte, a frequência de amostragem utilizada durante a aquisição de dados foi de 500 amostras/segundo. Para a estimativa dos parâmetros modais, utilizou-se o software comercial ARTEMIS Modal e foram realizadas duas monitorações com as análises de frequência natural e modos de vibração realizadas utilizando o método de decomposição no domínio da frequência (FDD), sendo que o ARTEMIS Modal não obteve nenhuma frequência de maneira automática, todas foram obtidas manualmente através da avaliação das abcissas correspondentes aos picos do espectro de potência médio normalizado, como explicado em (Magalhães, 2004).

De modo a comparar os modos experimentais encontrados para cada uma das diferentes monitorações, utilizou-se o coeficiente MAC. Os modos obtidos pela monitoração 1 e 2 apresentaram elevado valor de correlação entre eles. Apesar dos testes realizados, nenhum modo de vibração foi identificado na análise modal operacional, isso pode ser consequência de uma excitação insuficiente para excitar os principais modos da estrutura. Para solucionar essa questão, poderiam ser utilizados outros métodos de excitação, como o *drop weight*, simulando um ensaio de vibração livre.

O modelo numérico elaborado para a comparação com o modelo experimental foi modelado em elementos finitos e foi realizada uma análise paramétrica dos principais parâmetros de influência dos modos de vibração. Foi possível verificar que esses parâmetros podem produzir variações significativas na frequência de vibração quando esses estiverem associados ao modo de vibração, por outro lado, sua importância pode ser desprezada quando não estiverem associados a este modo. Nesse caso, a calibração do modelo numérico através de resultados de

monitoramento estrutural deverá observar a forma modal de interesse e a respectiva importância de cada parâmetro. No presente estudo, para a estrutura analisada, concluiu-se que a rigidez do aparelho de apoio assume maior importância nos três primeiros modos de vibração, nos quais predominam deslocamentos que mobilizam o movimento de corpo rígido do tabuleiro, tendo sido observadas variações de até 50% entre as frequências dos modelos analisados. Por sua vez, o parâmetro de módulo de elasticidade do concreto assume maior importância em modos superiores, que envolvam a flexão ou torção do tabuleiro propriamente dito, tendo sido observadas variações de até 40% entre as frequências dos modelos analisados. Finalmente, o parâmetro de rigidez do solo que representa a interação solo-estrutura, implica em variações muito pequenas em modos que mobilizam a superestrutura da ponte, com variações de apenas 1% entre as frequências dos modelos analisados, mas variações bastante significativas em modos que envolvem os elementos de fundação, como estacas e blocos, tendo sido observadas variações de até 60% entre as frequências dos modelos analisados.

Por último, quando comparado os modos de vibração obtidos pelos ensaios com o do modelo numérico, observa-se que a variação entre as frequências naturais de vibração não ultrapassa 6% e que os tipos dos modos de suas deformadas modais se assemelham muito tendo todos sido classificados com o mesmo tipo.

7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

São apresentadas a seguir algumas sugestões para trabalhos futuros.

- Refazer os testes na estrutura utilizando a medição do peso da fonte excitadora;
- Realizar os ensaios de deformação com a instrumentação da armadura passiva e ativa para conseguir incluir a parcela de deformação desses elementos;
- Desenvolvimento do *software* de análise de seções considerando a armadura ativa e realizando o processo de entrada de esforços para a obtenção de deformações;
- Análise numérica do modelo da ponte para a comparação das deformadas modais numéricas com as experimentais por meio do *Modal Assurance Criteria (MAC)*;
- Realizar uma análise com carga móvel no modelo numérico;
- Realizar uma análise de vibração ambiente com a mudança de posição dos acelerômetros;
- Realizar um retro-análise para estimar o peso e o espaçamento das carruagens do metrô;

- Realizar um refinamento maior do modelo numérico e utilizar a densidade equivalente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDEL-GHAFFAR, A. M.; HOUSNER, G. W. Ambient Vibration Tests of Suspension Bridge. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, v. 104, n. 5, 1978.

ALLEMANG, R. J. The modal assurance criterion - Twenty years of use and abuse. **Sound and Vibration**, v. 37, n. 8, p. 14–21, 2003.

ARAÚJO, I. D. G. Análise modal operacional: Métodos de identificação baseados em transmissibilidade. p. 195, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, , 2014.

____. **NBR 9452 - Inspeção de pontes, vadutos e passarelas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, , 2019.

ASWIN, F.; DWISAPUTRA, I.; AFRIANSYAH, R. Online vibration monitoring system for rotating machinery based on 3-axis MEMS accelerometer. **Journal of Physics: Conference Series**, v. 1450, n. 1, 2020.

BRINCKER, R.; ANDERSEN, P. Ambient response analysis of the Heritage Court Tower Building structure. **Proceedings of the International Modal Analysis Conference - IMAC**, v. 2, p. 1081–1087, 2000.

BRINCKER, R.; VENTURA, C. **Introduction to Operational Modal Analysis**. 1. ed. University of British Columbia: John Wiley & Sons, 2015.

BRINCKER, R.; ZHANG, L.; ANDERSEN, P. Aalborg Universitet Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition Publication date : **MAC 18 : Proceedings of the International Modal Analysis Conference**, p. 625–630, 2000.

CAETANO, E. D. S.; CUNHA, Á. Experimental Modal Analysis of Civil Engineering Structures. v. 6, n. 6, p. 12–20, 2006.

CAO, J.; LIU, X. Structural Health Monitoring using Wireless Sensor Networks. *Em*: ANUMBA, C. J.; WANG, X. (Eds.). . **Mobile and Pervasive Computing in Construction**. 1. ed. Oxford: Wiley-Blackwell, 2012. p. 269.

CARMONA, J. E. C.; AVILA, S. M.; DOZ, G. Proposal of a tuned mass damper with friction damping to control excessive floor vibrations. **Engineering Structures**, v. 148, p. 81–100, 2017.

CAVALCANTE, I. B. **Desenvolvimento de sistema sem fio para monitorização de pontes e viadutos**. Brasília: [s.n.].

CHINTALAPUDI, K. *et al.* Monitoring civil structures with a wireless sensor network. **IEEE Internet Computing**, v. 10, n. 2, p. 26–34, 2006.

CHOU, H. W.; HUANG, J. S. Effects of cyclic compression and thermal aging on dynamic properties of neoprene rubber bearings. **Journal of Applied Polymer Science**, v. 116, n. 5, p. 2658–2667, 2007.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. Berkeley: Computer & Structures, 2002.

CRAWFORD, R.; WARD, H. S. Determination of the natural periods of buildings. **Bulletin of the Seismological Society of America**, v. 54, n. 6S, p. 1743–1756, 1964.

CRESPO, V. A. DE S. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo**. [s.l.] Universidade Estadual do Norte Fluminense, 2004.

CSI, S. **Integrated software for structural analysis and design**, 2020.

ENGELEN, N. C. VAN; KELLY, J. M. Retest of Neoprene Seismic Isolation Bearings after 30 years. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 22, n. May 2015, p. 42–53, 2015.

EWINS, D. J. **Modal Testing: Theory, Practice and Application**. 2. ed. London: Research Studies Press, 2001.

FARRAR, C. R.; JAUREGUI, D. A. Comparative study of damage identification algorithms applied to a bridge: II. Numerical study. **Smart Materials and Structures**, v. 7, n. 5, p. 720–731, 1998.

FELBER, A. J. Development of a hybrid bridge evaluation system. n. December, p. 1–277, 1994.

GIROLAMI, A. *et al.* Modal Analysis of Structures with Low-cost Embedded Systems. **Proceedings - IEEE International Symposium on Circuits and Systems**, 2018.

JEONG, S.; CHO, S.; SIM, S.-H. Integrated cable vibration control system using wireless sensors. **Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2017**, v. 10168, n. April 2017, p. 101682F, 2017.

KIM, S. *et al.* **Health Monitoring of Civil Infrastructures Using Wireless Sensor Networks** 2007 6th International Symposium on Information Processing in Sensor Networks. **Anais...IEEE**, abr. 2007

KO, J. M.; NI, Y. Q. Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges. **Engineering Structures**, v. 27, n. 12 SPEC. ISS., p. 1715–1725, 2005.

KOO, K. Y.; HESTER, D.; KIM, S. Time synchronization for wireless sensors using low-cost gps module and arduino. **Frontiers in Built Environment**, v. 4, n. January, p. 1–16, 2019.

LA TORRE, R. D. DE *et al.* Vibration-based Structural Health Monitoring System for Bridges using ADXL345 Accelerometer with MATLAB Standalone Application. **2020 IEEE 12th International Conference on Humanoid, Nanotechnology, Information Technology, Communication and Control, Environment, and Management, HNICEM 2020**, 2020.

MACHADO, A. DE P.; MACHADO, B. A. **Reforço de Estruturas de concreto Armado com Sistemas Compostos FRP**. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2015.

MAGALHÃES, F.; CUNHA, Á.; CAETANO, E. **Identificação modal estocástica de estruturas de engenharia civil**. Barcelona: Centro Internacionl de Métodos Numéricos en Ingeniería, 2005.

MAGALHÃES, F. M. R. L. DE. **Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos**. [s.l.] Universidade do Porto, 2004.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

MISHRA, M.; LOURENÇO, P. B.; RAMANA, G. V. Structural health monitoring of civil engineering structures by using the internet of things: A review. **Journal of Building Engineering**, v. 48, n. January, p. 103954, 2022.

MOORE, M. *et al.* Reliability of Visual Inspection for Highway Bridges Volume I: Final Report. **Federal Highway Administration**, v. II, n. FHWA-RD-01-020, p. 486, 2001.

NETO, A. P. C. *et al.* Experimental investigation on the beam-slab connection behavior of a damaged real railway bridge. **Maintenance, Monitoring, Safety, Risk and Resilience of Bridges and Bridge Networks - Proceedings of the 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2016**, p. 1161–1168, 2016.

NETO, F. M. **Concreto Estrutural Avançado**. São Paulo: Pini, 2010a.

_____. **Concreto Estrutural Avançado**. São Paulo: Pini, 2010b.

NOEL, A. B. *et al.* Structural Health Monitoring Using Wireless Sensor Networks: A Comprehensive Survey. **IEEE Communications Surveys and Tutorials**, v. 19, n. 3, p. 1403–1423, 2017.

OZDAGLI, A. I.; LIU, B.; MOREU, F. Low-cost, efficient wireless intelligent sensors (LEWIS) measuring real-time reference-free dynamic displacements. **Mechanical Systems and Signal Processing**, v. 107, p. 343–356, 2018.

PAULTRE, P. **Dynamics of Structures**. 1. ed. Londres: John Wiley & Sons, 2011.

PEETERS, B. **System identification and damage detection in civil engineering**. [s.l.] Katholieke Universiteit te Leuven, 2000.

PEREIRA, C. H. DE A. F. *et al.* **Relatório técnico enc/unb – nº001-2018**. Brasília: Universidade de Brasília, 2018.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado: elementos de projeto, solicitações, superestrutura**. 4. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1990.

PRITCHARD, B. **Continuous and Integral Bridges**. 1. ed. New York: Francis & Taylor, 1994.

REYNDERS, E. System Identification Methods for (Operational) Modal Analysis: Review and Comparison. **Archives of Computational Methods in Engineering**, v. 19, n. 1, p. 51–124, 2012.

REYNOLDS, P.; PAVIC, A. Changes of modal properties of a stadium structure occupied by a crowd. **Proceedings of IMAC 2004**, n. January 2004, p. 1–10, 2004.

RIBEIRO, D. R. F. **Dynamic Effects Induced by Traffic in Railway Bridges: Numerical Modeling, Calibration and Experimental Validation (in Portuguese)**. [s.l.] Universidade do Porto, 2012.

RILEM. **STAR 20-NR - Non-Destructive Assessment of Concrete Structures: Reliability and Limits of Single and Combined Techniques**. University Bordeaux: Springer, 2012.

ROCHA RIBEIRO, R. **lowCostWirelessVibrationSHM**. Disponível em: <<https://gitfront.io/r/user-6670065/hNzK1YW9Ukay/lowCostWirelessVibrationSHM/>>. Acesso em: 19 jan. 2023.

RUSSO, G.; PAULETTA, M.; CORTESIA, A. A study on experimental shear behavior of fiber-reinforced elastomeric isolators with various fiber layouts, elastomers and aging conditions. **Engineering Structures**, v. 52, p. 422–433, 2013.

SKAF, K. *et al.* **O caso do Viaduto T5 na Marginal do Pinheiros**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2019.

SORIANO, H. L. **Introdução à Dinâmica das Estruturas**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

SOUZA, M. R. *et al.* **Relatório Técnico de Acompanhamento - Primeira etapa Obra de Arte Especial n. 20 - Ponte sobre o Rio Olho D'água dos Carneiros**. Belém: Universidade Federal do Pará, 2009.

SUN, Z. *et al.* **Development of Arduino based wireless control system** Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2015. **Anais...**San Diego: 2015

SUSANTO, M. *et al.* Prototype of Sensor Node for Low-Cost Machine Vibration Monitoring System Using Accelerometer Sensor. **2020 IEEE International Conference on Communication, Networks and Satellite, Comnetsat 2020 - Proceedings**, p. 222–226, 2020.

TAVARES, M. A. O. **Identificação Modal e Monitorização Dinâmica de uma Ponte em Arco**. [s.l.] Universidade do Porto, 2013.

TENNYSON, R. C. *et al.* Structural health monitoring of innovative bridges in Canada with fiber optic sensors. **Smart Materials and Structures**, v. 10, n. 3, p. 560–573, 2001.

THILL, C. *et al.* Morphing skins. **Aeronautical Journal**, v. 112, n. 1129, p. 117–139, 2008.

THOMAS, G. B. **Cálculo Volume 2 - George B. Thomas - 11ª Edição.pdf**. University of California: Pearson Education do Brasil Ltda, 2009.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ: Oficina de Textos, 2012.

VILLACORTA, J. J. *et al.* Design and Validation of a Scalable, Reconfigurable and Low-Cost Structural Health Monitoring System. **Sensors**, v. 21, n. 2, p. 648, 19 jan. 2021.

VUONG, T. *et al.* Wireless Motor Vibration Monitoring with MEMS Accelerometers ADXL203 Sensor Micro Controller ARDUINO Board Emitter Wi-Fi Link. **2019 21st European Conference on Power Electronics and Applications (EPE '19 ECCE Europe)**, n. 1, p. P.1-P.9, [s.d.].

WENZEL, H. **Health Monitoring of Bridges**. 1. ed. Vienna: Elsevier, 2009.

YURA, J. *et al.* **NCHRP REport 449 - Elastomeric Bridge Bearings : Recommended Test Methods**. Washington, D.C: National Academy Press, 2001.

ZHANG, G.; MOUTINHO, C.; MAGALHÃES, F. Continuous dynamic monitoring of a large-span arch bridge with wireless nodes based on MEMS accelerometers. **Structural Control and Health Monitoring**, n. December 2021, p. 1–21, 30 mar. 2022.