



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ENSAIOS DINÂMICOS APLICADOS NA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE OBRAS
DE ARTE ESPECIAIS EM CONCRETO ARMADO**

Waldeli Vieira Braz

Belo Horizonte, 2021.

ENSAIOS DINÂMICOS APLICADOS NA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS EM CONCRETO ARMADO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador Prof. Dr. Cláudio José Martins

Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG

Prof. Dr. Lineker Max Goulart Coelho (CEFET/MG)

Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG

Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira

Departamento de Engenharia Civil, UFES

BELO HORIZONTE

2021

- B827e Braz, Waldeli Vieira
Ensaaios dinâmicos aplicados na avaliação estrutural de obras de arte especiais em concreto armado / Waldeli Vieira Braz. – 2021.
138 f. : il., gráfs, tabs., fotos.
- Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil.
Orientador: Cláudio José Martins.
Bibliografia: f. 92-96.
Dissertação (mestrado) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Civil
1. Concreto armado – Avaliação – Teses. 2. Pesquisa operacional – Teses. 3. Análise modal – Teses. 4. Construções – Modelos matemáticos – Teses. 5. Pontes – Testes – Teses. I. Martins, Cláudio José. II. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.
- CDD 624.252

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial sem a autorização da instituição, do autor e dos orientadores.

Waldeli Vieira Braz

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) com ênfase em Engenharia de Estruturas – (2008). Participou do programa de iniciação à docência do Departamento de Transportes e Geotecnia (ETG) da UFMG – (2006). Mestre em Engenharia Civil e Construção Sustentável pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais PPGEC / CEFET-MG – (2019-2021)

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Vera e Oswaldo, aos meus irmãos, sobrinhas e afilhadas pelo apoio
e paciência,

Ao Professor Cláudio e demais Professores do CEFET-MG pelo conhecimento
compartilhado,

Ao Mestre José Maria Carreira pela generosidade e oportunidade,

Ao Ciro Pimenta pelo apoio na jornada,

Aos amigos e conhecidos que de qualquer forma contribuíram para este trabalho,

Muito Obrigado!

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao CEFET-MG, PPGEC e a CAPES pela oportunidade que me foi dada e por todo conhecimento proporcionado durante o programa de mestrado.

Meu agradecimento aos meus pais, Vera e Oswaldo e a meus irmãos pelo apoio na minha busca pelos estudos e pela Engenharia Civil.

Agradeço ao meu orientador Professor Dr. Cláudio por ter me oferecido a oportunidade procurada, de conhecer um vasto novo domínio pelo qual não me canso de admirar e me dedicar, a Dinâmica das Estruturas.

Aos Professores do CEFET-MG, em especial ao Dr. Rogério e Dra. Hersília, pelo tempo a nos orientar, incentivar e repassar conselhos indispensáveis.

Ao generoso e integro Mestre José Maria Carreira pela oportunidade de trabalho, ensinamentos, incentivo, pelos desafios profissionais e demasiada paciência, sem os quais não estaria construindo este engenheiro de estruturas.

Um agradecimento especial ao braço direito profissional de projetos Daniel Leonel pela parceria construída, pela paciência e simetria empregada no trabalho.

Aos que me acompanharam no trajeto, Cristina e Israel Moreira, Alexandre, Armando, Camila, Grazieli, Gustavo, Letícia, Joel, Jan, Juliana, Lucas, Luana, Maurício, Mariana, Matheus, Paulo, Rafael, Renato, Renan, Saulo, Vanessa, Varlene, Vinícius, Wesley e companheiros do CEFET-MG.

E para que os pequenos e pequenas, Matheus, Amanda, Micaely, Isabela, Gustavo, Fabrício, Luís Guilherme, Luna, Valentina e Aimée para que trilhem caminhos que contribuam com a ciência e tecnologia.

Obrigado!

EPÍGRAFE

"L'important n'est pas ce que l'on a fait de nous mais ce que nous faisons nous-mêmes de ce qu'on a fait de nous."

Saint Genêt : Comédien et Martyr, Gallimard, 1952, p. 55

RESUMO

O presente trabalho visa avaliar estruturalmente uma ponte ferroviária em concreto armado antes e após o reparo de um de seus apoios danificados através da Análise Modal Operacional e o Ensaio de Amplificação da Resposta. Ensaios estáticos aplicados em Obras de Arte Especiais são bem difundidos, entretanto vem sendo substituídos por ensaios dinâmicos, caracterizados pela sua eficiência, rapidez de execução, baixo custo e mínima perturbação ao serviço da estrutura. Os parâmetros modais obtidos por ensaios dinâmicos têm sido empregados na calibração de modelos numéricos, estudos de controle de vibração, avaliação estrutural e na caracterização de obras existentes, por vezes sem projetos da execução disponíveis. Inicialmente foi criado um modelo numérico no software SAP2000 com o qual foi planejada uma primeira campanha de ensaios. Após processados, os parâmetros modais e fatores de amplificação foram comparados àqueles que foram obtidos com uma segunda campanha de ensaios, realizada em pontos próximos à região do reparo de um dos encontros da obra. O comparativo de parâmetros modais entre campanhas não permite concluir que o dano pudesse ter sido previamente detectado pela técnica para a ponte objeto do estudo, enquanto o modelo numérico calibrado reduziu as discrepâncias entre frequências experimentais e numéricas de 13,68% para 0,20%. Apesar de certas limitações, se mostra capaz de inferir sobre a rigidez global da estrutura, enquanto o ensaio de amplificação da resposta é capaz de avaliar se os elementos estão susceptíveis a esforços para os quais possivelmente não foram dimensionados, resultado da amplificação gerada por desníveis e imperfeições nas transições e juntas. O estudo indica a efetividade dos ensaios dinâmicos aplicados na caracterização e avaliação das condições estruturais de pontes de concreto armado.

Palavras Chave: Análise Modal Operacional, Amplificação da Resposta, Calibração de modelo, Avaliação estrutural, Obras de arte.

ABSTRACT

The present research aims to apply the Operational Modal Analysis and the Dynamic Amplification Test in a reinforced concrete arch railway bridge before and after the repair of one of its damaged abutments. Static tests applied in bridges are widespread, however they are being replaced by dynamic tests that are characterized by their efficiency, agility, low cost and minimal disturbance in operation. The modal parameters obtained with the dynamic tests are useful in several applications as model calibration, vibration control, structural assessment and in the characterization of existing bridges, occasionally without available information about their construction. At first, a numerical model was designed in the software SAP2000 with which a first test campaign was planned. After the data processing, the modal parameters and amplification factors were compared to those obtained with a second test campaign, executed in points around the repaired support. The comparison of modal parameters obtained between campaigns did not allow us to conclude that the damage could have been previously detected by the technique for the bridge under study, while the calibrated numerical model reduced the discrepancies between experimental and numerical frequencies from 13.68% to 0.20%. Despite certain limitations, the OMA is capable of inferring about the global stiffness of the structure, while Dynamic Amplification Test is able to assess whether the elements are susceptible to stresses for which they were possibly not designed, as a result of the generated amplification by unevenness and imperfections in transitions and joints. The study indicates the effectiveness of the dynamic tests applied in the characterization and evaluation of the structural conditions of reinforced concrete bridges.

Keywords: Modal Operational Analysis, Response Amplification, Model Calibration, Structural Assessment, Bridges.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação simplificada do modelo de sensor.	27
Figura 2 – Ponte em arco sobre o tabuleiro.	40
Figura 3 – Ponte em arco sob o tabuleiro.	41
Figura 4 – Modelo inicial e frequências numéricas.	42
Figura 5 – Modelo calibrado para avaliação estrutural.	42
Figura 6 – Zona de transição reforçada com geocompostos.	43
Figura 7 – Vista isométrica da OAE: Encontros A e B	44
Figura 8 – Estrutura da pesquisa.....	45
Figura 9 – Divisão da Ponte dos Arcos.....	45
Figura 10 – Ponte dos Arcos	46
Figura 11 – Trecho em Viga próximo ao Encontro A	47
Figura 12 – Seção transversal no eixo 3: Trecho em Viga	47
Figura 13 – Trecho em Viga próximo ao Encontro B	48
Figura 14 – Trecho em Arco: Eixo 5 a 6	49
Figura 15 – Seção transversal: Trecho em Viga e Trecho em Arco	49
Figura 16 – Trecho em Arco: Eixo 6 a 7	50
Figura 17 – Trecho em Arco: Eixo 12 a 13	51
Figura 18 – Localização da Ponte dos Arcos.....	52
Figura 19 – Construção da Ponte dos Arcos	53
Figura 20 – Manifestações patológicas da infraestrutura.....	54
Figura 21 – Manifestações patológicas da mesoestrutura.....	54
Figura 22 – Manifestações patológicas superestrutura.....	54
Figura 23 – Reforço do Encontro B	55
Figura 24 – Sismógrafos posicionados no tabuleiro.	56
Figura 25 – Modelo Global em MEF.	58
Figura 26 – Pontos de medição – Vista longitudinal – Parte A.	59
Figura 27 – Pontos de medição – Vista longitudinal – Parte B.	59
Figura 28 – Locação – Ensaio de coeficiente de amplificação – EA.....	62
Figura 29 – Locação – Ensaio de coeficiente de amplificação – EB.....	62
Figura 30 – Porcentagem de participação em massa – Modos 1 a 200.	65
Figura 31 – Porcentagem de participação em massa – Modos 201 a 400. ...	65
Figura 32 – Modo 1 – $f = 0,552$ Hz.	67

Figura 33 – Modo 2 – $f = 0,583$ Hz.	67
Figura 34 – Modo 5 – $f = 0,814$ Hz	67
Figura 35 – Modo 20 – $f = 1,994$ Hz	68
Figura 36 – Modo 264 – $f = 10,265$ Hz	68
Figura 37 – Modo 311 – $f = 13,138$ Hz	68
Figura 38 – <i>Time History</i> – R09-S08 – ARTeMIS Pro 6.0.....	69
Figura 39 – Distribuição dos pontos ao longo da ponte – ARTeMIS Pro 6.0. .	70
Figura 40 – Distribuição de Gauss – Primeira frequência natural.....	71
Figura 41 – R17-S16 – Taxa de amostragem 5.33 - 25 Hz.	72
Figura 42 – Freq. naturais x Ocorrências – Tx. de amostragem 8.33 Hz.....	73
Figura 43 – Comparativo de frequências naturais – P21.....	75
Figura 44 – Comparativo de frequências naturais – P22.....	75
Figura 45 – Comparativo de frequências naturais – P23.....	76
Figura 46 – Coeficientes de amplificação: Encontro A.....	77
Figura 47 – Coeficientes de amplificação: Encontro B – Antes do reparo.	77
Figura 48 – Coeficientes de amplificação: Encontro B – Depois do reparo. ...	78
Figura 49 – Modo 1 – $f = 0,635$ Hz.	81
Figura 50 – Modo 2 – $f = 0,671$ Hz.	81
Figura 51 – Modo 5 – $f = 0,929$ Hz	82
Figura 52 – Modo 6 – $f = 0,952$ Hz	82
Figura 53 – Modo 20 – $f = 2,309$ Hz	82
Figura 54 – Modo 264 – $f = 11,795$ Hz	83
Figura 55 – Modo de 311 – $f = 15,050$ Hz	83
Figura 56 – Frequências naturais: Numéricas iniciais x experimentais.....	84
Figura 57 – Frequências naturais: Inicias, calibradas x experimentais.....	84
Figura 58 – Ensaio de Esclerometria 1/2.	97
Figura 59 – Ensaio de Esclerometria 2/2.	97
Figura 60 – Ensaio de Compressão Axial 1/2.....	98
Figura 61 – Ensaio de Compressão Axial 2/2.....	98
Figura 62 – Modo 3: $f = 0,644$ Hz.	99
Figura 63 – Modo 4: $f = 0,735$ Hz.	99
Figura 64 – Modo 7: $f = 0,850$ Hz.	99
Figura 65 – Modo 8: $f = 0,982$ Hz.	100
Figura 66 – Modo 9: $f = 1,130$ Hz.	100

Figura 67 – Modo 10: $f = 1,307$ Hz.	100
Figura 68 – Modo 11: $f = 1,312$ Hz.	101
Figura 69 – Modo 12: $f = 1,322$ Hz.	101
Figura 70 – Modo 13: $f = 1,430$ Hz.	101
Figura 71 – Modo 14: $f = 1,597$ Hz.	102
Figura 72 – Modo 15: $f = 1,660$ Hz.	102
Figura 73 – Modo 16: $f = 1,770$ Hz.	102
Figura 74 – Modo 17: $f = 1,781$ Hz.	103
Figura 75 – Modo 18: $f = 1,933$ Hz.	103
Figura 76 – Modo 19: $f = 1,993$ Hz.	103
Figura 77 – Modo 75: $f = 3,970$ Hz.	104
Figura 78 – Modo 78: $f = 4,163$ Hz.	104
Figura 79 – Modo 312: $f = 13,189$ Hz.	104
Figura 80 – Modo 3: $f = 0,741$ Hz.	105
Figura 81 – Modo 4: $f = 0,847$ Hz.	105
Figura 82 – Modo 7: $f = 0,980$ Hz.	105
Figura 83 – Modo 8: $f = 1,132$ Hz.	106
Figura 84 – Modo 9: $f = 1,304$ Hz.	106
Figura 85 – Modo 10: $f = 1,507$ Hz.	106
Figura 86 – Modo 11: $f = 1,516$ Hz.	107
Figura 87 – Modo 12: $f = 1,530$ Hz.	107
Figura 88 – Modo 13: $f = 1,646$ Hz.	107
Figura 89 – Modo 14: $f = 1,849$ Hz.	108
Figura 90 – Modo 15: $f = 1,915$ Hz.	108
Figura 91 – Modo 16: $f = 2,049$ Hz.	108
Figura 92 – Modo 17: $f = 2,061$ Hz.	109
Figura 93 – Modo 18: $f = 2,234$ Hz.	109
Figura 94 – Modo 19: $f = 2,307$ Hz.	109
Figura 95 – Modo 74: $f = 4,532$ Hz.	110
Figura 96 – Modo 78: $f = 4,788$ Hz.	110
Figura 97 – Modo 312: $f = 15,122$ Hz.	110
Figura 98 – Esforços solicitantes últimos: Tabuleiro sobre os Arcos.	111
Figura 99 – Cálculo da rigidez equivalente: CA-50 e CA-24.	112
Figura 100 – Processamento ARTeMIS: R02-S01.	120

Figura 101 – Processamento ARTeMIS: R03-S02	120
Figura 102 – Processamento ARTeMIS: R04-S03	121
Figura 103 – Processamento ARTeMIS: R05-S04	121
Figura 104 – Processamento ARTeMIS: R06-S05	122
Figura 105 – Processamento ARTeMIS: R07-S06	122
Figura 106 – Processamento ARTeMIS: R08-S07	123
Figura 107 – Processamento ARTeMIS: R09-S08	123
Figura 108 – Processamento ARTeMIS: R10-S09	124
Figura 109 – Processamento ARTeMIS: R11-S10	124
Figura 110 – Processamento ARTeMIS: R12-S11	125
Figura 111 – Processamento ARTeMIS: R13-S12	125
Figura 112 – Processamento ARTeMIS: R14-S13	126
Figura 113 – Processamento ARTeMIS: R15-S14	126
Figura 114 – Processamento ARTeMIS: R16-S15	127
Figura 115 – Processamento ARTeMIS: R17-S16	127
Figura 116 – Processamento ARTeMIS: R18-S17	128
Figura 117 – Processamento ARTeMIS: R19-S18	128
Figura 118 – Processamento ARTeMIS: R20-S19	129
Figura 119 – Processamento ARTeMIS: R21-S20	129
Figura 120 – Processamento ARTeMIS: R22-S21	130
Figura 121 – Processamento ARTeMIS: R23-S22	130
Figura 122 – Processamento ARTeMIS: R23-S25	131
Figura 123 – Processamento ARTeMIS: R26-S25	131
Figura 124 – Processamento ARTeMIS: R27-S26	132
Figura 125 – Processamento ARTeMIS: R28-S27	132
Figura 126 – Processamento ARTeMIS: R28-S28	133
Figura 127 – Processamento ARTeMIS: R28-S29	133
Figura 128 – Processamento ARTeMIS depois do reparo: R23-S22	134
Figura 129 – Processamento ARTeMIS depois do reparo: R25-S23	134
Figura 130 – Especificações: SYSCOM:MR2002-SM24 – Parte 1.....	135
Figura 131 – Especificações: SYSCOM:MR2002-SM24 – Parte 2.....	136
Figura 132 – Especificações: SYSCOM:MR2002-SM24 – Parte 3.....	137
Figura 133 – Especificações: REFTEK:130-SMHR – Parte 1.....	138
Figura 134 – Especificações: REFTEK:130-SMHR – Parte 2.....	139

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades do modelo numérico inicial	58
Tabela 2 – Sequência e duração - Primeira campanha.	60
Tabela 3 – Ensaio modais – Segunda campanha (Depois da intervenção)..	61
Tabela 4 – Ensaio de Amplificação da Resposta – Encontro A.	63
Tabela 5 – Ensaio de Amplificação da Resposta – (Antes do reparo).	63
Tabela 6 – Ensaio de Amplificação da Resposta – (Depois do reparo).	63
Tabela 7 – Parâmetros modais numéricos iniciais.....	66
Tabela 8 – Resultados estatísticos – Faixa 0,3 a 0,90 Hz	71
Tabela 9 – Frequências estimadas, experimentais e amortecimentos	74
Tabela 10 – Coeficientes de amplificação	78
Tabela 11 – Parâmetros modais numéricos calibrados	80
Tabela 12 – Propriedades do modelo numérico calibrado.....	81
Tabela 13 – Ensaio Modal	113
Tabela 14 – Ensaio de Amplificação da Resposta.....	119

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADC – Conversor Digital Analógico (do inglês “*analog-to-digital converters*”)
AVT – Ensaio de Vibração Ambiental (do inglês “*Ambient Vibration Testing*”)
CEFET-MG – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais
DFT - Transformada Discreta de Fourier (do inglês “*Discret Fourier Transform*”)
EAR – Ensaio de Amplificação da Resposta
EMA – Análise Modal Experimental (do inglês – “*Experimental Modal Analysis*”)
EFDD – Decomposição Aprimorada no Domínio da Frequência (do inglês – “*Enhanced Frequency Domain Decomposition*”)
FDD – Decomposição no Domínio da Frequência (do inglês – “*Frequency Domain Decomposition*”)
FFT – Transformada Rápida de Fourier (do inglês “*Fast Fourier Transform*”)
FVT – Ensaio de Vibração Forçada (do inglês “*Forced Vibration Testing*”)
LTI – Invariante de Tempo Linear (do inglês “*Linear Time Invariant*”)
MAC – Critério de Segurança Modal (do Inglês “*Modal Assurance Criterion*”)
MEF – Método dos Elementos Finitos
MED – Método dos Elementos Discretos
MDOF – Múltiplos Graus de Liberdade (do inglês “*Multi Degree of Freedom*”)
PP – Coleta de Picos (do inglês “*Peak Picking*”)
PPGEC – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil
PSD – Densidade de Energia Espectral (do inglês “*Power Spectral Density*”)
OAEs – Obras de Arte Especiais (Pontes, Viadutos, Passagens Inferiores, etc...)
OMA / AMO – Análise Modal Operacional (do inglês “*Operational Modal Analysis*”)
SDOF – Único Grau de Liberdade (do inglês “*Single Degree of Freedom*”)
SVD – Decomposição de Valor Singular (do inglês “*Singular Value Decomposition*”)
B – Bloco
P – Pilar
V, VT, VL – Viga, Viga Travessa/Transversina, Viga Longarina

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	15
1.2	PERGUNTA DE PESQUISA	17
1.3	OBJETIVOS	17
1.3.1	Objetivo geral	17
1.3.2	Objetivos específicos	17
1.4	JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA	17
1.5	RESTRIÇÕES E LIMITAÇÕES DA PESQUISA	18
1.6	ESTRUTURA DA PESQUISA	18
2	REVISÃO TEÓRICA.....	19
2.1	DINÂMICA DAS ESTRUTURAS: PARÂMETROS MODAIS	19
2.2	FREQUÊNCIAS E MODOS NATURAIS NÃO AMORTECIDOS	20
2.2.1	Análise modal: Frequências naturais e modos de vibração	20
2.2.2	Normalização	22
2.2.3	Ortogonalidade	23
2.3	ANÁLISE MODAL OPERACIONAL.....	24
2.3.1	Conceituação: EMA x AMO	24
2.3.2	Plano de testes	26
2.3.3	Aquisição de sinais	27
2.3.4	Processamento de sinais	28
2.3.5	Teorema de amostragem.....	29
2.3.6	Função de correlação	29
2.3.7	Série e transformada rápida de Fourier	30
2.3.8	Densidade espectral	34
2.3.9	Decomposição no Domínio da Frequência (FDD) e (EFDD)	34
2.3.10	Decomposição de Valor Singular (SVD)	36
2.4	ESTADO DA ARTE	37
3	METODOLOGIA.....	44
3.1	ESTRUTURA DA PESQUISA	44
3.2	OBJETO DE ESTUDO: PONTE DOS ARCOS.....	45
3.2.1	Descrição da estrutura.....	45
3.2.2	História da construção da ponte	51

3.2.3	Propriedades dos materiais	53
3.2.4	Condições da estrutura	53
3.2.5	Reparo realizado no Encontro B	55
3.3	Sensores para o ensaio de vibração	55
3.4	Softwares utilizados e técnicas de processamento	56
3.5	PROGRAMA EXPERIMENTAL	57
3.5.1	Modelo numérico inicial.....	57
3.5.2	Análise Modal Operacional: Primeira campanha de ensaios	59
3.5.3	Análise Modal Operacional: Segunda campanha de ensaios	61
3.5.4	Ensaio de Amplificação da Resposta: Primeira campanha.....	61
3.5.5	Ensaio de Amplificação da Resposta: Segunda campanha.....	63
4	RESULTADOS	64
4.1	RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO INICIAL	64
4.2	AMO: PROCESSAMENTO E PARÂMETROS EXPERIMENTAIS	69
4.2.1	AMO: Processamento dos dados	69
4.2.2	AMO: Estimativa da primeira frequência.....	70
4.2.3	AMO: Parâmetros modais da primeira campanha	73
4.3	AMO: PARÂMETROS MODAIS DA SEGUNDA CAMPANHA	74
4.4	ENSAIO DE AMPLIFICAÇÃO DA RESPOSTA	76
4.5	AMO: CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	79
5.	ANÁLISE DE RESULTADOS	85
5.1	ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS EXPERIMENTAIS	85
5.2	COMPARATIVO: AMO ANTES E DEPOIS DO REPARO	86
5.3	AMPLIFICAÇÃO DA RESPOSTA ANTES E DEPOIS DO REFORÇO	87
5.4.	MODELO NUMÉRICO CALIBRADO	88
6.	CONCLUSÃO	90
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92
	APÊNDICE A – ENSAIOS DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO	97
	APÊNDICE B – MODOS DE VIBRAÇÃO NUMÉRICOS INICIAIS.....	99
	APÊNDICE C – MODOS DE VIBRAÇÃO NUMÉRICOS CALIBRADOS	105
	APÊNDICE D – INÉRCIA EQUIVALENTE DAS VIGAS E LAJES.....	111
	APÊNDICE E – ENSAIOS MODAIS E PROCESSAMENTOS	113
	ANEXO A – ESPECIFICAÇÕES DOS SISMÓGRAFOS UTILIZADOS	135
	ANEXO B – HISTÓRIA DA PONTE	140

1 INTRODUÇÃO

A presente pesquisa objetiva aplicar ensaios dinâmicos na avaliação estrutural de Obras de Arte Especiais em concreto armado, comparando os resultados dos ensaios realizados antes e após o reparo de um dos encontros danificados da obra, além de calibrar o modelo numérico. Este capítulo contextualiza o tema e justifica sua importância, expondo os objetivos e apresentando as restrições da pesquisa.

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

O termo Obra de Arte Especial (OAE) remonta à época em que tais estruturas eram concebidas por artífices, que fundamentados na intuição e criatividade construía obras únicas e importantes quando comparadas às demais edificações. São obras especiais, criadas para transpor obstáculos e trazer prosperidade e desenvolvimento as regiões em que são construídas (IPT, 2007).

Danos funcionais e falhas estruturais são algumas das patologias que podem surgir nestas obras em consequência da ação ambiental e de seu uso ao longo do seu ciclo de vida, se fazendo necessária avaliações regulares que atestem sua integridade, segurança e operacionalidade (FRÝBA; PIRNER, 2001; LIU; ZHANG; WANG, 2018).

Testes estáticos aplicados em OAEs a fim de aferir sua capacidade resistente e obter informações sobre seu comportamento são conhecidos e bem difundidos, entretanto vem sendo substituídos por ensaios dinâmicos que se caracterizam pela sua eficiência, rapidez de execução, baixo custo e mínima perturbação ao funcionamento da estrutura (OZDEN CAGLAYAN; OZAKGUL; TEZER, 2012). A Análise Modal Operacional ou AMO pode ser definida como técnica que permite a estimativa dos parâmetros modais como frequência natural, amortecimento e modos de vibração, através apenas das respostas dinâmicas da estrutura em serviço (BRINCKER; VENTURA, 2015; RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

A vantagem de fazer uso de excitações naturais como vento, tráfego e pequenos tremores agrega ao método as vantagens já descritas, uma vez que esse dispensa o uso de onerosas excitações artificiais necessárias para análise de grandes estruturas civis (OMENZETTER *et al.*, 2013; RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

Os ensaios de campo da AMO são realizados por meio de sensores estrategicamente posicionados na estrutura, capazes de armazenar ou transmitir dados que são submetidos a técnicas de processamento para obtenção dos parâmetros modais experimentais (BRINCKER; VENTURA, 2015; MAGALHAES *et al.*, 2011; RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

As frequências experimentais são mais confiáveis devido as diversas incertezas envolvidas na construção do modelo físico. Essas imprecisões podem surgir na fase de projeto, na discretização dos elementos, hipóteses adotadas ou mesmo intrínseca da formulação do método numérico empregado. Na etapa de construção são comuns variações nas propriedades geométrica das peças, nas condições dos apoios e materiais utilizados. (ALTUNIŞIK; BAYRAKTAR, 2016; BENEDETTINI; GENTILE, 2011; EWINS, 2000).

Os parâmetros modais obtidos têm sido utilizados na calibração de modelos numéricos para obtenção de um modelo mais ajustado ao modelo físico. Estes modelos podem ser utilizados para estudos de controle de vibração, avaliação da segurança estrutural e na caracterização para reabilitação de estruturas existentes. (MAGALHAES; CUNHA, 2011; WHELAN *et al.*, 2009).

Por vezes sem projetos disponíveis, a realização de ensaios modais antes da recuperação de pontes pode ser ferramenta complementar na caracterização destas estruturas, uma vez que as frequências naturais estão relacionadas com as rigidezes e massas da estrutura (LORENZONI, DE CONTO, *et al.*, 2019, ROY R. CRAIG, KURDILA, 2006). Ademais, a realização do procedimento antes e depois de quaisquer intervenções pode deixar um modelo numérico acurado, que pode ser utilizado como referência para verificar a integridade estrutural da OAE pela avaliação da evolução dos parâmetros modais. (LORENZONI *et al.*, 2019; MAGALHAES *et al.*, 2011).

O presente trabalho visa aplicar a AMO e o Ensaio de Amplificação da Resposta (EAR) em uma ponte ferroviária em arco de concreto armado em duas campanhas: Antes e depois do reparo do Encontro danificado da obra. Após processados, os resultados foram objeto de comparação e utilizados para calibrar o modelo numérico, a fim de aferir a sobre a integridade estrutural da ponte.

Espera-se com esta pesquisa, comprovar a eficácia dos ensaios dinâmicos empregados como ferramentas complementares na avaliação de pontes de concreto armado, bem como contribuir com a reabilitação e monitoramento destas obras.

1.2 PERGUNTA DE PESQUISA

A Análise Modal Operacional e o Ensaio de Amplificação da Resposta são eficazes na caracterização e avaliação estrutural de OAEs de concreto armado?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo do presente trabalho é comparar os resultados de duas campanhas de AMO e EAR aplicados em uma ponte formada por tipologia em viga e em arco de concreto armado, antes e após o reparo de um dos encontros danificados, a fim de concluir sobre a efetividade desses ensaios na avaliação da estrutura.

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar AMO e EAR de uma ponte concebida concreto armado, antes e depois do reforço de um dos encontros danificados da obra;
- Avaliar se o reparo do encontro promoveu ganho de rigidez refletido em evolução das frequências naturais da estrutura entre campanhas;
- Calibrar o modelo numérico da estrutura a partir dos parâmetros obtidos e inferir sobre a integridade estrutural.

1.4 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA

Construídas há mais de 30 anos em concreto protendido e/ou armado, a grande maioria das OAEs brasileiras estão defasadas e carecem de reforço para os novos carregamentos atuantes. Acidentes com os usuários e/ou prejuízos materiais e econômicos são algumas das consequências graves resultantes da ausência de uma política de manutenção e conservação destas obras (MENDES, 2009; VITÓRIO, 2006).

O reparo programado destas estruturas, de grande importância econômica e social, implicaria em menores custos e consequentemente em menor prejuízo à sociedade. Intervenções com restauração e/ou reforço em OAEs são menos onerosas tão logo sejam aplicadas, fazendo com que um sistema de caracterização e monitoramento seja de extrema valia para estas construções muitas vezes sem informações de projeto (VITÓRIO, 2006).

Conforme mencionado anteriormente, os ensaios modais carregam consigo diversas vantagens de aplicação para avaliar estruturas existentes no contexto de inspeção e vistoria de OAEs, principalmente na caracterização antes do projeto de reabilitação. Pesquisas apontam que tal procedimento pode guiar à pontos estruturalmente fragilizados, além de deixar após o reforço, informações úteis para o monitoramento da estrutura (MAGALHAES; CUNHA, 2011).

Neste contexto, se faz importante aplicar os ensaios dinâmicos em tipologias diversas, já que o método tem apresentado resultados em torno da solução dos diversos problemas enumerados. O desenvolvimento de técnicas que auxiliem na readequação de capacidade, reabilitação e conservação deste nosso patrimônio são indispensáveis em tempos em que devemos refletir sobre formas de construir e empregar nossos recursos naturais de forma sustentável.

1.5 RESTRIÇÕES E LIMITAÇÕES DA PESQUISA

- A quantidade de equipamentos empregados nos ensaios compromete a obtenção dos modos de vibração experimentais;
- A ausência do projeto *As Built* das fundações e informações sobre os encontros pode influenciar relativamente na obtenção dos parâmetros das frequências naturais numéricas.
- A vistoria foi realizada apenas nas regiões sob a ponte e próximas ao solo, não tendo sido possível avaliar as condições dos elementos da superestrutura.

1.6 ESTRUTURA DA PESQUISA

A apresentação da pesquisa é dividida em cinco capítulos: A contextualização do tema, com introdução, pergunta de pesquisa, objetivos, relevância e limitações foram apresentadas neste Capítulo 1. A revisão teórica sobre dinâmica das estruturas, AMO, processamento de sinais, e ferramentas matemáticas para estimar os parâmetros modais e o Estado da Arte da pesquisa estão desenvolvidos no Capítulo 2.

A metodologia utilizada para desenvolver o trabalho, com enfoque nos recursos empregados, métodos utilizados para coleta e tratamento de dados, além de seus processamentos estão detalhados no Capítulo 3. No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos pela pesquisa que serão discutidos no Capítulo 5 e seguidos da conclusão.

2 REVISÃO TEÓRICA

Este capítulo destina-se a abordar conceitos relevantes da dinâmica das estruturas, AMO, processamento de sinais e o Estado da Arte do tema de pesquisa.

2.1 DINÂMICA DAS ESTRUTURAS: PARÂMETROS MODAIS

As frequências naturais, taxas de amortecimento e modos de vibração são definidos como parâmetros modais da estrutura e são propriedades relacionadas que definem sua configuração de vibração (SEVIM; BAYRAKTAR; ALTUNIŞIK, 2011; TÜRKER; BAYRAKTAR, 2014).

Dentre os parâmetros modais, a frequência natural é a taxa na qual um objeto colocado em movimento oscila indefinidamente sem amortecimento e cessada a excitação externa. Diretamente ligada a rigidez da estrutura e inversamente relacionada a massa, a frequência natural é definida pela raiz quadrada de k sobre m , onde k e m são, respectivamente, a rigidez e a massa da estrutura (BRASIL; SILVA, 2015; ROY R. CRAIG; KURDILA, 2006; ZHAO *et al.*, 2020).

O amortecimento é outro parâmetro modal e está ligado a dissipação de energia que ocorre na vibração da estrutura pela geração e irradiação de calor, ligada ao atrito interno do material, aparelhos de apoio, ligações dos elementos, dentre outros. Este parâmetro modal ainda está sujeito a interação humana na estrutura e com o meio circundante, além de outros materiais não estruturais que compõem a estrutura (CLOUGH; PENZIEN, 1995; SORIANO, 2014).

Conhecer os parâmetros modais de obras susceptíveis a esforços cíclicos é imperativo, uma vez que seu comportamento dinâmico influencia na operacionalidade e durabilidade da estrutura. Uma análise pode constatar se as vibrações se enquadram a níveis sensoriais de conforto aos usuários, bem como averiguar se a amplificação de esforços são tolerados pela estrutura (ALMEIDA, 1990; SORIANO, 2014).

A amplificação dos esforços estáticos pelos efeitos dinâmicos acima de níveis previstos em projetos pode causar danos e levar a estrutura ao colapso. A ruína também pode ocorrer sob o efeito de ressonância, caracterizada quando a frequência excitadora externa se aproxima da frequência natural da estrutura, sob baixos valores de amortecimento, comuns a estruturas civis (CLOUGH; PENZIEN, 1995; SORIANO, 2014).

2.2 FREQUÊNCIAS E MODOS NATURAIS NÃO AMORTECIDOS

2.2.1 Análise modal: Frequências naturais e modos de vibração

Em caso de vibração livre não amortecida, a equação do movimento, expressa em notação simbólica matricial terá a matriz de amortecimento e carregamento nulos, recaindo sobre seguinte equação:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = 0 \quad (1)$$

Onde as matrizes de massa $\mathbf{M}$ e rigidez $\mathbf{K}$ multiplicadas pelos vetores de aceleração $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ e deslocamentos $\mathbf{u}(t)$, estão relacionadas a energia cinética e de deformação, respectivamente.

Em interpretação física generalizada, em uma matriz de rigidez o coeficiente k_{ij} de um modelo discreto é equivalente ao esforço restritivo na direção do i -ésimo grau de liberdade, quando estaticamente é imposto um valor unitário segundo o j -ésimo grau de liberdade, enquanto os demais são mantidos nulos. De maneira análoga, em uma matriz de massa o coeficiente m_{ij} é igual a força de inércia na direção do i -ésimo grau de liberdade devido a uma aceleração unitária de acordo com o j -ésimo grau de liberdade, enquanto as demais acelerações são nulas.

O problema de análise de vibração consiste em determinar as condições sob as quais a equação 1 permitirá que os movimentos ocorram após perturbação inicial do modelo. De forma semelhante ao SDOF (Sistemas de único grau de liberdade) e assumindo para o MDOF (Sistema de múltiplos graus de liberdade) que o movimento é harmônico simples, tem-se a equação:

$$\mathbf{u}(t) = \hat{\boldsymbol{\phi}} \cos(\omega t - \theta) \quad (2)$$

Em que $\hat{\boldsymbol{\phi}}$ representa a forma, o modo do sistema, que não muda com o tempo, ω a frequência de oscilação do modo e θ o ângulo de fase. A solução consiste em um vetor de amplitudes de deslocamentos multiplicado por uma função no tempo, expressando oscilações harmônicas e em fase. Realizando a segunda derivada da equação 2 em relação ao tempo, tem-se a equação 3 que representa a aceleração do sistema:

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) = -\hat{\boldsymbol{\varphi}}\boldsymbol{\omega} \cos(\omega t - \theta) \quad (3)$$

Substituindo as equações 3 e 2 na equação 1, tem-se:

$$(-\mathbf{M}\boldsymbol{\omega}^2 + \mathbf{K})\hat{\boldsymbol{\varphi}} \cos(\omega t - \theta) = 0 \quad (4)$$

A equação 4 é satisfeita para qualquer valor de t com a equação 5 algébrica linear homogênea, quando o termo cosseno é omitido pela arbitrariedade:

$$(\mathbf{K} - \mathbf{M}\boldsymbol{\omega}^2)\hat{\boldsymbol{\varphi}} = 0 \quad (5)$$

A equação 5 corresponde a um problema de autovalor generalizado de n soluções não triviais. O sistema possui a solução trivial para $\hat{\boldsymbol{\varphi}} = 0$ que caracteriza que o sistema se encontra em repouso. As soluções não triviais são condicionadas ao determinante da matriz ser igual a 0, ou seja:

$$\det(\mathbf{K} - \mathbf{M}\boldsymbol{\omega}^2)\hat{\boldsymbol{\varphi}} = 0 \quad (6)$$

A expansão da equação anterior é conhecida como a equação das frequências do sistema ou equação característica, da qual se obtém os quadrados das frequências naturais de vibração. Ao substituir os valores de $\boldsymbol{\omega}^2$ na equação 5, encontra-se os autovetores de amplitude de movimento $\hat{\boldsymbol{\varphi}}$, correspondentes a cada uma das frequências, denominados formas modais ou modos naturais de vibração.

A simetria das matrizes $\mathbf{K}$ e $\mathbf{M}$ resulta em números reais, que são positivos caso haja restrições suficientes para formar mecanismos internos, resultado de um número suficiente de restrições que impeçam os deslocamentos de corpo rígido da estrutura.

Para cada grau de liberdade do modelo, há igual número de autovalor e autovetor $(\omega_j, \hat{\boldsymbol{\varphi}}_j)$, que são organizados em ordem crescente de autopares, sendo o primeiro resultado referido como frequência e modo fundamental. Nota-se que as frequências naturais e seus modos de vibração dependem da geometria, propriedades dos materiais e das condições de apoio do modelo.

Agrupando as frequências naturais na matriz espectral e os modos de vibração na matriz modal, tem-se:

$$\mathbf{\Omega} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\hat{\mathbf{\Phi}} = [\hat{\phi}_1 \quad \hat{\phi}_2 \quad \cdots \quad \hat{\phi}_n] \quad (8)$$

A partir das matrizes indicadas em 7 e 8, o problema de autovalor toma a forma da equação 9:

$$\mathbf{K}\hat{\mathbf{\Phi}} = \mathbf{M}\hat{\mathbf{\Phi}}\mathbf{\Omega} \quad (9)$$

A solução da equação 9 é definida como Análise Modal. Em análise dinâmica de estrutura linear as frequências e modos de vibração são características importantes para se compreender o comportamento dinâmico do modelo e por consequência do modelo físico ao qual ele é associado (SORIANO, 2014; XIANG *et al.*, 2020).

2.2.2 Normalização

Por se tratar de soluções de sistemas de equações algébricas singulares, as amplitudes dos modos naturais de vibração são caracterizadas pela arbitrariedade, e qualquer múltiplo escalar é solução com mesmo significado matemático. O Processo de escalar um modo natural para que ele tenha uma única solução é chamado de normalização e os vetores modais são definidos como modos normais (ROY R. CRAIG; KURDILA, 2006; SORIANO, 2014).

A razão entre as amplitudes de um mesmo modo é constante, resultando em apenas uma forma para cada modo de vibração. Assumindo ϕ_i como um modo escalado para ter uma única amplitude, assumida adimensional, um vetor modal arbitrário que correspondente a uma frequência natural ω_i^2 pode ser escrito da seguinte forma:

$$\mathbf{U}_i = c_i \boldsymbol{\varphi}_i \quad (10)$$

Onde c_i é a constante escalar cujas unidades tem dimensões de massa assim como $\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i$. Dentre os procedimentos mais comuns de normalização, pode-se considerar: o coeficiente de cada modo com valor unitário, impor um comprimento unitário euclidiano ou realizar uma normalização em relação a matriz de massa (SORIANO, 2014). A massa generalizada ou massa modal possui valor específico quando $i = j$ e é nula quando $i \neq j$ e é definida pela expressão 11:

$$\mathbf{M}_i = \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i \quad (11)$$

A matriz generalizada de rigidez é definida para seu modo r como:

$$\mathbf{K}_i = \boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_i \quad (12)$$

Logo, a equação 5 pode ser escrita para seu modo normal, e multiplicada por $\boldsymbol{\varphi}_r^T$

$$\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_i = (\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i) \omega_i^2 \quad (13)$$

Sendo assim, o quadrado das frequências naturais está relacionado a rigidez e massa modal por:

$$\omega_i^2 = \frac{\mathbf{K}_i}{\mathbf{M}_i} \quad (14)$$

2.2.3 Ortogonalidade

A propriedade mais importante dos modos naturais de vibração é a ortogonalidade (CRAIG; KURDILA, 2006). Escrevendo a equação 5 para um modo i e multiplicando a equação por $\boldsymbol{\varphi}_j^T$, tem-se:

$$\boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_i - (\boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i) \omega_i^2 = 0 \quad (15)$$

Escrevendo a equação 5 para um modo j e multiplicando a equação por $\boldsymbol{\varphi}_i^T$, tem-se a equação 16:

$$\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_j - (\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_j) \omega_j^2 = 0 \quad (16)$$

Conforme explanado, as matrizes $\mathbf{K}$ e $\mathbf{M}$ são simétricas, podendo então ser transpostas e reescritas da seguinte forma:

$$\boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_i - (\boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i) \omega_j^2 = 0 \quad (17)$$

A equação 17 pode ser subtraída da equação 15 para ter a seguinte equação:

$$(\omega_j^2 - \omega_i^2)(\boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i) = 0 \quad (18)$$

Para modos de frequências distintas, ou seja, $\omega_i \neq \omega_j$ é necessário que:

$$(\boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i) = 0 \quad \text{se } \omega_i \neq \omega_j \quad (19)$$

Sendo assim, os modos i e j são ditos ortogonais com relação a matriz de massa. A equação 19 pode ser substituída na equação 15 para mostrar que os modos também são ortogonais em relação a matriz de rigidez:

$$(\boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_i) = 0 \quad \text{se } \omega_i \neq \omega_j \quad (20)$$

As equações 19 e 20 constituem as propriedades de ortogonalidade dos modos de vibração dos sistemas de múltiplos graus de liberdade não amortecidos. Embora não seja necessário que os modos de vibração sejam ortogonais entre si, é possível escolher aquele que satisfaça a relação de ortogonalidade das equações 19 e 20, mesmo quando $\omega_i \neq \omega_j$. Tal propriedade auxilia assim, na determinação de modos de vibração naturais associados a frequências naturais muito próximas entre si (CRAIG; KURDILA, 2006).

2.3 ANÁLISE MODAL OPERACIONAL

2.3.1 Conceituação: EMA x AMO

A Identificação de parâmetros modais experimentais é um tópico de estudos com mais de 6 décadas de história. A engenharia mecânica é pioneira nestes ensaios de caracterização do comportamento dinâmico de pequenas estruturas em ambientes controlados de laboratório (EWINS, 2000).

Esta abordagem hoje conhecida como Análise Modal Experimental ou (AME) é fundamentada em testes de vibração forçada (FVT), do inglês *Forced Vibration Testing*, onde se mensura tanto a forças aplicadas (entradas) quanto as respostas observadas (saídas). Da relação da excitação externa e da resposta dinâmica é possível estimar os parâmetros modais com grande precisão (EWINS, 2000, MAGALHAES, CUNHA, 2011).

As técnicas da EMA podem ser aplicadas para identificação das características dinâmicas das grandes estruturas civis, como barragens, obras de artes especiais e edificações. Entretanto, suas amplas dimensões impõem diversos desafios, uma vez que uma excitação controlada nestas estruturas necessitaria de grandes e onerosos equipamentos para imputar os esforços (CUNHA, CAETANO, 2006).

Devido à complexidade da realização da EMA em grandes estruturas, a engenharia civil tem concentrado sua atenção nas oportunidades oferecidas pela AMO. Em substituição a FVT, são necessárias somente as forças ambientais disponíveis em serviço, o que caracteriza o teste como ensaio de vibração ambiental (AVT), do inglês *Ambient Vibration Testing* (MAGALHAES; CUNHA, 2011; RAINIERI; FABBROCINO, 2014b).

A AMO pode ser definida como ensaio que permite a estimativa dos parâmetros modais das estruturas através do processamento apenas das respostas dinâmicas da estrutura em serviço. A vantagem de fazer uso de excitações naturais como vento, tráfego e pequenos tremores, torna o método rápido e de baixo custo, uma vez que esse dispensa o uso das citadas onerosas excitações artificiais em grandes estruturas civis (BRANDT, 2011; BRINCKER, VENTURA, 2015, RAINIERI, FABBROCINO, 2014).

Outro benefício da AMO é que a estrutura pode continuar em operação, com perturbação mínima durante a realização dos ensaios. As excitações aleatórias e indeterminadas são os dados de entrada da AMO que são definidos como ruído branco, do inglês *white noise*, resultados de uma suposição da realização do processo estocástico (MAGALHAES; CUNHA, 2011; RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

Entretanto, com baixos níveis de excitação, são necessários equipamentos extremamente sensíveis para realizar o ensaio, uma vez que as taxas de ruído são comumente mais baixas que em ensaios de FVT. Ademais, experimentos com AVT apresentam dois dificultadores na obtenção de parâmetros modais quando comparado ao FVT: A frequência externa de excitação pode não cobrir toda faixa de

interesse, especialmente em estruturas muito rígidas ou de massa modal não estimada; ou caso os modos de vibração da estrutura não estejam bem escalados em senso absoluto (MAGALHAES; CUNHA, 2011; RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

A obtenção dos parâmetros modais das estruturas obtidos através da AMO tem sido empregados na verificação e calibragem de modelos numéricos de novas estruturas, com objetivo de sintonizar dispositivos de controle de vibração ou validar a segurança e integridade estrutural (HE; FU, 2001; MAGALHAES *et al.*, 2011; SILVA *et al.*, 2020).

Em relação a obras existentes, no contexto de inspeção e manutenção, a AMO pode ser realizada com o objetivo de obter informações que caracterizem a rigidez estrutural, antes do projeto de restauração e/ou reforço. O modelo numérico calibrado com os parâmetros obtidos é capaz de realizar análises dinâmicas acuradas, além de deixar dados para avaliações futuras com novos ensaios. Eventual queda na frequência natural, essa ligada a rigidez e a massa, poderia indicar perda de resistência ou danos estruturais. (HE; FU, 2001; MAGALHAES; CUNHA, 2011; TURKER e BAYRAKTAR, 2014).

2.3.2 Plano de testes

De acordo com Brincker e Ventura (2015) o êxito da AMO depende fundamentalmente da qualidade dos dados obtidos em campo para que os demais passos do processo na obtenção das características dinâmicas sejam diretos e facilitados. Para tanto, é necessário que o teste seja bem planejado e executado, com boa qualidade de sinais capturados obtidos em cada configuração do teste.

Ainda, de acordo com os autores, o objetivo do teste deve estar claro, com definições quanto ao tipo e quantidade de informações necessárias, para que sejam definidos os tipos de equipamento e quantidades, evitando ainda, custos desnecessários. Uma visita com inspeção de campo ao objeto de estudo auxilia no preparo do ensaio, de forma a evitar atrasos ou circunstâncias inesperadas. Atenção especial deve ser dada à segurança dos profissionais envolvidos na realização dos testes, considerando ainda a operação da estrutura. O plano de ensaio deve conter:

- O plano de medições com as locações: Malha de Medição;
- A sequência e tempo em que devem ser realizados;
- Equipamentos e mão de obra necessária para completar os testes;

- Considerações operacionais e de Segurança;
- Parâmetros de aquisição de dados, como frequência de amostragem, número de segmentos de dados por teste, número de pontos de dados por segmento e assim por diante.

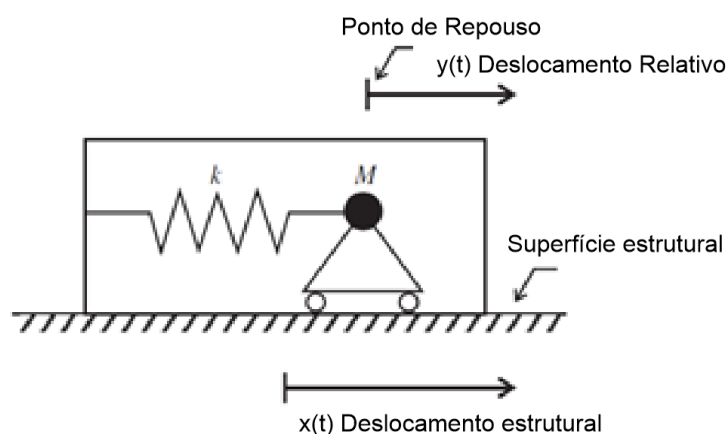
A definição dos pontos para a locação dos equipamentos e número total de medições são realizados baseados na experiência técnica ou em modelos numéricos previamente realizados, usando o Método dos Elementos Finitos (MEF) ou previsões do comportamento dinâmico a partir de um comparativo com outras estruturas mais simples de resposta conhecida (BRINCKER; VENTURA, 2015; RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

2.3.3 Aquisição de sinais

Há diversos tipos de sensores para realizar medições de resposta dinâmica, dentre os quais: Sensores piezoelétricos, sensores eletromagnéticos (sismógrafo, geofone) e sensores de equilíbrio de força. As medições são realizadas comumente por geofones ou acelerômetros, que captam as velocidades ou acelerações, sendo aquele último, indicado para grandes estruturas por detectar frequências de baixa magnitude (BRINCKER; VENTURA, 2015; RAO, 2009).

O princípio básico apresentado por Brincker e Ventura (2015) e utilizado pelos sensores para medição de resposta dinâmica pode ser aproximado por um sistema massa-mola como ilustrado na Figura 1:

Figura 1 – Representação simplificada do modelo de sensor.



Fonte: Adaptado de Brinckler e Ventura (2015).

Supõe-se que o objeto será fixado em ponto rígido da estrutura, objeto do ensaio. O movimento da barra em relação a referência do sistema é denotado por $x(t)$ e o movimento da massa do sensor com relação ao ponto de repouso é $y(t)$. Neste modelo SDOF, a massa do sistema M é ligada a barra por uma mola de rigidez constante k . Se o deslocamento relativo é $y(t)$, então a força na mola é dada por $F = ky$ e a frequência natural do modelo será dada por:

$$f = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{k}{M}} \quad (21)$$

As respostas são obtidas em números por um conversor analógico-digital (ADC), cuja capacidade de processamento é definida pelo número de bits disponíveis no processador interno (BRINCKER, VENTURA, 2015).

2.3.4 Processamento de sinais

O objetivo geral do processamento de sinal é amplificar alguns elementos dos dados coletados criando uma imagem mais clara que permita uma visualização do problema físico em análise. Este processo é de extrema importância na AMO, visto que todas as informações coletadas estão submergidas em caos criado pela aleatoriedade dos sinais recebidos (BRINCKER; VENTURA, 2015).

O objetivo da AMO é estimar, por meio de funções de correlação ou densidades espectrais, os parâmetros modais da estrutura (modo de vibração, frequências naturais e amortecimento). As respostas aleatórias são comumente uma distribuição Gaussiana, e como não são necessários os valores médios dos sinais mensurados, as funções de correlação (Domínio do Tempo) ou densidades espectrais (Domínio da Frequência) carregam as propriedades procuradas. Ambas carregam as mesmas informações, uma vez que formam um par de transformadas de Fourier (BRINCKER; VENTURA, 2015).

As respostas dinâmicas, coletadas pelo ensaio experimental ao longo da estrutura pelos sensores, são então submetidas à etapas relacionadas ao processamento de sinais aleatórios (resolução, normalização, agrupamento, filtragem e decimação dos sinais, parâmetros para identificação de picos, dentre outros) (RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

2.3.5 Teorema de amostragem

De acordo com Brandt (2011), para análise digital de sinais o teorema de amostragem considera que o sinal analógico $x(t)$, desde que seja expresso usando uma frequência de amostragem maior que o dobro da largura de banda, pode ser representado por suas amostras discretas. Sendo assim, a reconstrução do sinal analógico se dá a partir da equação 22:

$$x(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} x(n) \text{sinc}[f_s(t - n\Delta t)] \quad (22)$$

Em que *sinc* é dado pela expressão 23:

$$\text{sinc} = \frac{\sin(\pi x)}{\pi x} \quad (23)$$

A metade da frequência de amostragem ($\frac{f_s}{2}$) é conhecida como frequência de Nyquist. Caso o teorema seja atendido quanto a suas delimitações, o sinal analógico refletirá os dados da amostra e a equação 22 permitirá que qualquer sinal analógico $x(t)$ possa ser calculado a partir das amostras do sinal discreto $x(n)$. (BRANDT, 2011; RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

2.3.6 Função de correlação

A função de correlação exerce uma ação primordial na identificação das saídas dos ensaios de caracterização modal. Assumindo uma resposta estacionária e randômica da estrutura, a função estatística de segunda ordem da resposta dinâmica carrega toda informação física procurada (RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

Para caracterizar um processo aleatório um conjunto de funções da amostra é necessário. O valor médio do processo aleatório μ_x e μ_y podem ser calculados a partir de dois processos randômicos estacionários $x_k(t)$ e $y_k(t)$, dado a k -ésima função do conjunto em um determinado instante t :

$$\mu_x = E[x_k(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} xp(x)dx \quad (24)$$

$$\mu_y = E[y_k(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} yp(y)dy \quad (25)$$

São chamadas de função de autocorrelação em relação a $x_k(t)$ e $y_k(t)$, as quantidades de R_{xx} e R_{yy} , enquanto R_{xy} é a função de correlação cruzada entre as funções $x_k(t)$ e $y_k(t)$ e p a probabilidade de ocorrência (RAINIERI; FABBROCINO, 2014). De acordo com Brandt (2011), como a função de autocorrelação $R_{xx}(\tau)$ é a análoga a algum sinal em sua variante em um desvio de tempo τ , tem-se que em um dado sinal aleatório e constante $x(t)$, $R_{xx}(\tau)$ pode ser definido como:

$$R_{xx}(\tau) = E[x(t)x(t - \tau)] \quad (26)$$

De maneira semelhante, duas funções diferentes $x(t)$ e $y(t)$ aleatórias e constantes, tem a relação cruzada entre duas funções de entrada e saída, definidas por:

$$R_{yx}(\tau) = E[y(t)x(t - \tau)] \quad (27)$$

O produto cruzado dos sinais pode ser representado pela equação anterior, em que há dependência entre o sinal $y(t)$ e desvio $x(t - \tau)$, quando os sinais forem médios nulos. Caso a média do produto cruzado seja zero, os dois sinais não possuem correlação, enquanto que uma dependência entre os sinais existirá caso ambos sejam negativos ou positivos (BRANDT, 2011).

2.3.7 Série e transformada rápida de Fourier

Na dinâmica das estruturas, funções trigonométricas são frequentemente usadas para descrever carregamentos periódicos que podem ser representados como uma série de senos e cossenos. Estas funções são ortogonais e formam uma base para a análise de sinais, além de serem funções próprias para sistemas LTI (Invariante de tempo) (BRINCKER; VENTURA, 2015; CLOUGH; PENZIEN, 1995).

A fim de simplificar operações e manipulações matemáticas, os sinais senoidais são frequentemente expressos por números complexos e funções exponenciais (BRINCKER; VENTURA, 2015; CLOUGH; PENZIEN, 1995; RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

A teoria da transformada rápida de Fourier será apresentada com base nas bibliografia de Clough e Penzien (1995) e Rainieri e Fabbrocino (2014). Considerando uma função senoidal caracterizada por $M > 0$, frequência ω , e ângulo de fase φ , tem-se a equação 28:

$$y(t) = M \cos(\omega t - \varphi) \quad (28)$$

Pela formulação de Euler, pode-se escrever:

$$\cos(X) = \frac{e^{iX} + e^{-iX}}{2} \quad (29)$$

$$\sin(X) = \frac{e^{iX} - e^{-iX}}{2i} \quad (30)$$

Considerando que $i^2 = -1$ é a unidade imaginária, $y(t)$ pode ser reescrita pelos complexos exponenciais:

$$y(t) = \frac{M}{2} e^{i(\omega t - \varphi)} + \frac{M}{2} e^{-i(\omega t - \varphi)} \quad (31)$$

A representação de funções senoidais em números complexos exponenciais traz diversas vantagens, simplificando análises computacionais. A estratégia converte produto em soma e potência em produto e a derivada da função exponencial é ela mesma multiplicada por um fator (CLOUGH; PENZIEN, 1995; RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

A transformada de Fourier permite que qualquer sinal seja decomposto como uma série de combinações lineares de funções senoidais de frequências diferentes. Para tanto, considera-se a relação entre as funções senoidais com os números complexos, a ortogonalidade de ambas as funções e que ambas cumpram as seguintes condições:

$$\int_a^b f_u(t) f_v^*(t) dt = 0, \quad u \neq v \quad (32)$$

$$\int_a^b f_u(t) f_v^*(t) dt \neq 0 < \infty, \quad u = v \quad (33)$$

Onde f_u e f_v são funções de valores complexos e * indica complexo conjugado. Este tipo de decomposição originalmente desenvolvida para funções periódicas pode ser estendido para funções não periódicas, para sinais transientes e randômicos, assumindo que elas são funções periódicas com período de duração (T) do sinal. Para um sinal não periódico $x(t)$, a equação de análise da transformada de Fourier e transformada inversa são:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-i2\pi ft} dt \quad (34)$$

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(f)e^{i2\pi ft} df \quad (35)$$

A equação 34 mostra que qualquer sinal $x(t)$ pode ser decomposto em uma soma representada pela integral de funções senoidais. Quando um sinal $x(t)$ é gravado e analisado pelos valores do equipamento digital, este sinal é representado por uma sequência de valores em instantes de tempo discretos e equidistantes. A expressão da transformada deve ser adequada ao tipo de representação considerada, tempo ou frequência.

Trabalhando com sinal discreto é conveniente notar que em um intervalo de medição (Δt), o inverso deste intervalo é a frequência (fs), e para resolver o sinal, deve se selecionar uma frequência máxima ao menos duas vezes maior que a frequência do sinal no tempo, conforme apresentado no teorema de amostragem.

Com um número finito N de amostras, a resolução de frequência (Δf) é aprimorada através da resolução no tempo (Δt) e vice-versa. Logo, para uma amostra de frequências, um pequeno espaçamento de frequência (Δf) é sempre resultado de um longo período de medidas de tempo (T) - muitas amostras N :

$$T = N \times \Delta t \quad (36)$$

Assumindo que o sinal $x(t)$ foi recolhido em N instantes de tempo igualmente espaçados, e este espaçamento Δt foi selecionado em acordo com o valor de ($fs = 2 \times f_{máx}$), o sinal discreto obtido é dado por:

$$x_n = x(n \times \Delta t) \quad n = 0, 1, 2, \dots, N - 1 \quad (37)$$

$$f_k = \frac{k}{T} = \frac{k}{N\Delta T} \quad k = 0, 1, 2, \dots, N - 1 \quad (38)$$

E os coeficientes de Fourier para as frequências discretas, também conhecida como Transformada Discreta de Fourier (DFT) são dados por:

$$X_k = \sum_{n=0}^{N-1} x_n e^{-\frac{i2\pi kn}{N}} \quad k = 0, 1, 2, \dots, N - 1 \quad (39)$$

A validação é dada para N^2 de operações. Como consequência e com intuito de reduzir o número de operações, foi desenvolvido por Coley and Tukey (1965), a Transformada Rápida de Fourier (FFT) que reduz o número de operações para $N \cdot \log_2 N$. A inversa da DFT é dada por:

$$x_n = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} X_k e^{\frac{i2\pi kn}{N}} \quad k = 0, 1, 2, \dots, N - 1 \quad (40)$$

A magnitude do coeficiente se relaciona com a magnitude da frequência senoidal f_k que contida em um sinal com fase θ_k :

$$|X_k| = \sqrt{[Re(X_k)]^2 + [Im(X_k)]^2} \quad (41)$$

$$\theta_k = \arctan\left(\frac{Im(X_k)}{Re(X_k)}\right) \quad (42)$$

Onde Re e Im são a parte real e imaginária do número complexo, respectivamente. A transformada de Fourier é uma ferramenta fundamental na análise de sinais com diversas propriedades importantes, dentre elas e como já mencionado, a simplificação de operações matemáticas, principalmente na derivação, integração e convolução. A FTT também permite a conversão facilitada entre os domínios do tempo e da frequência (RAINIERI; FABBROCINO, 2014).

Os espectros de frequência discreta podem ser estimados pela aplicação da FFT, assim como os espectros cruzados entre os sinais de entrada e saída. Com o espectro de frequências (representação da amplitude em relação a frequência), é possível se

estimar as características dinâmicas da estrutura (Modos de vibração, frequências naturais e taxas de amortecimento (RAO, 2009).

2.3.8 Densidade espectral

A continuidade dos sinais aleatórios torna conveniente que esses sejam representados através de espectros também contínuos, definidos como Densidade Espectral de Potência (Power Spectral Density - PSD). Para uma série temporal, a função de densidade espectral ($S_{xx}(f)$) é definida como a transformada de Fourier da função de correlação (BRINCKER; VENTURA, 2015; RAINIERI; FABBROCINO, 2014):

$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (43)$$

$$S_{yy}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{yy}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (44)$$

$$S_{xy}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (45)$$

Por mostrar a distribuição de energia em função da frequência, a densidade espectral também é conhecida Densidade Espectral de Potência (PSD) (BRINCKER; VENTURA, 2015).

2.3.9 Decomposição no Domínio da Frequência (FDD) e (EFDD)

A técnica da Decomposição no Domínio da Frequência (Frequency Domain Decomposition - FDD) foi apresentada por Brincker, Zhang e Andersen (2001), sendo um método tecnicamente simples e que permite a separação de modos de vibração associados a frequências naturais próximas (BRINCKER; VENTURA, 2015; MAGALHÃES; CUNHA, 201). No domínio da frequência, diferentemente do domínio do tempo, os modos possuem uma pequena faixa onde este modo se torna

dominante, o que permite que duas faixas de frequência diferentes representem diferentes modos dominantes (BRINCKER; VENTURA, 2015).

A ideia expressa por Brincker e Ventura (2015) para facilitar o entendimento da técnica baseia-se em representar a resposta $y(t)$ em modos normais e coordenadas modais conforme a equação 46:

$$y(t) = a_1 q_1(t) + a_2 q_2(t) + \dots = Aq(t) \quad (46)$$

Onde A é a matriz do modo de vibração $A = [a_1, a_2, \dots]$, e $q(t)$ é a coluna de vetores de coordenadas modais $q^T(t) = [q_1(t), q_2(t), \dots]$. Utilizando a definição da matriz de correlação $R_y(\tau)$, obtemos a equação 47:

$$R_y(\tau) = E[y(t)y^T(t + \tau)] = AE[q(t)q^T(t + \tau)]A^T = AR_q(\tau)A^T \quad (47)$$

Em que R_q é a matriz de correlação das coordenadas modais. Aplicando a transformada de Fourier, tem-se na equação 48 a matriz de densidade espectral:

$$G_y(f) = AG_q(f)A^T \quad (48)$$

Assumindo que as coordenadas modais não estão correlacionadas e que os valores, exceto os da diagonal da matriz $R_q(\tau)$ são iguais a zero, a matriz $G_q(f)$ terá sua diagonal positiva. Como as formas de modo são complexas, a matriz é Hermitiana e não transposta levando a expressão da equação 49:

$$G_y(f) = A [g_q^2(f)]A^H \quad (49)$$

Em que $g_q^2(f)$ representa as densidades não espectrais de $G_q(f)$. A decomposição conforme a equação 48 pode ser reescrita tomando uma Decomposição do Valor Singular (SVD) da matriz de densidade espectral para uma matriz complexa, Hermitiana e positiva, que assume a seguinte forma:

$$G_y(f) = USU^H = U[s_n^2]U^H \quad (50)$$

Os valores singulares s_n^2 na matriz diagonal S devem ser interpretados como as densidades espectrais automáticas das coordenadas modais, e os vetores singulares

das colunas $\mathbf{U} = [u_1, u_2, \dots]$ são os modos de vibração (BRINCKER; VENTURA, 2015). Os pontos dos espectros de valor singular pertencentes aos espectros associados a cada modo podem ser selecionados comparando os vetores singulares associados aos pontos na vizinhança de uma frequência ressonante, identificada com o vetor singular de seu pico (MAGALHAES *et al.*, 2011).

Esta seleção é geralmente realizada estabelecendo um limite para um índice designado Critério de Garantia Modal (MAC), que mede a correlação entre dois modos de vibração (ϕ_1 e ϕ_2) pela expressão apresentada por Allemang e Brown (1982) e transcrita na equação 51:

$$MAC_{\phi_1, \phi_2} = \frac{(\phi_1^T \phi_2)^2}{(\phi_1^T \phi_1)^2 (\phi_2^T \phi_2)^2} \quad (51)$$

Este fator indica que quando mais próximo de 1, os modos se diferem por um fator de escala, enquanto que quanto mais próximos de zero fica confirmada a sua ortogonalidade (MAGALHÃES; CUNHA, 2011). Apresentado por Brincker e Ventura (2001) e desenvolvido a partir do FDD básico, a técnica “Enhanced Frequency Domain Decomposition” (EFDD) é uma extensão da primeira e permite a identificação das frequências naturais, modos de vibração e taxas de amortecimento a partir das respostas dinâmicas.

2.3.10 Decomposição de Valor Singular (SVD)

De acordo com Brandt (2011), a Decomposição de Valor Singular (SVD) consiste em uma sequência de três passos na transformação de uma matriz (rotação, escalonamento e translação). A SVD tem diversas aplicações no processamento de sinais, permitindo a decomposição dos autovalores em qualquer tipo de matriz, não se restringindo apenas a matrizes quadradas (BRANDT, 2011; RAINIERI; FABBROCINO, 2014). Na equação 50 identifica-se como vetor singular à esquerda a matriz $\mathbf{U}$, a matriz $\mathbf{U}^H$ como vetor singular à direita, enquanto os valores da diagonal da matriz $\mathbf{S}$ são os valores singulares (BRANDT, 2011).

2.4 ESTADO DA ARTE

Em pesquisa com objetivo de explicar a AMO exemplificada em uma ponte em arco de concreto armado, Magalhães e Cunha (2011) corroboram todas as vantagens mencionadas e maturidade alcançada pela técnica, como suas aplicações em validar a segurança de estruturas existentes, realizar monitoramento contínuo e caracterizar essas obras antes de um projeto de reforço e/ou reabilitação.

Magalhães *et al.* (2012) reforçam a viabilidade econômica do ensaio por utilizar as vibrações do próprio ambiente e da estrutura em serviço para obter as respostas dinâmicas da estrutura. É destacado que excitações artificiais são onerosas e perturbam o funcionamento da estrutura, além de não serem aplicáveis em todas as direções de interesse da obra.

Diversas técnicas disponíveis, desenvolvidas tanto no domínio da frequência quanto no domínio do tempo, vem sendo empregadas para estimativa dos parâmetros modais em OAEs de diversas tipologias (CHEN; OMENZETTER; BESKHYROUN, 2017; MAGALHAES; CUNHA, 2011).

As técnicas do domínio da frequência estimam inicialmente uma saída de espectro pelas respostas dinâmicas mensuradas, sendo classificadas como paramétricas ou não paramétricas. Os métodos paramétricos do domínio da frequência consistem em encaixar um modelo modal, seu denominador comum à direita ou esquerda da matriz-geratriz ao espectro de saída, possibilitando assim, extrair os parâmetros modais (MAGALHAES; CUNHA, 2011).

As técnicas do domínio da frequência não paramétricos possuem métodos mais simples, razão pela qual foram os primeiros a serem desenvolvidos e aplicados. Entre os mais difundidos estão o “Peak Picking” (PP), Decomposição do Domínio da Frequência (FDD) e a extensão deste último, o (EFDD) (CHEN; OMENZETTER; BESKHYROUN, 2017).

Os métodos do domínio da frequência paramétricos conhecidos são o PolyMax e o Poly-Least Squares Complex Frequency Domain (p-LSCF) (BAYRAKTAR; TÜRKER; ALTUNIŞIK, 2015; MAGALHAES *et al.*, 2011). Os métodos do domínio do tempo são comumente paramétricos e incluem a “*Natural Excitation Technique*” (NEXT) combinado com “Eigensystem Realization Algorithm” (ERA), a técnica do decremento aleatório (RD), Ibrahim Time Domain (ITD), Auto-regressive Moving

Average Vector (ARMAV) e o “Stochastic subspace identification” (SSI) (CHEN; OMENZETTER; BESKHYROUN, 2017; MAGALHAES *et al.*, 2011).

Em comparativos entre métodos do domínio do tempo e da frequência, os estudos distinguem os métodos paramétricos e do domínio do tempo pelo alto custo computacional e pelo elevado tempo de processamento (CHEN; OMENZETTER; BESKHYROUN, 2017; LORENZONI *et al.*, 2019).

Comparando os resultados obtidos pelos métodos PP, FDD e SSI Chen *et al.* (2017) concluíram que, dentre os 3, o método PP é simples e consegue determinar o maior número de frequências de vibração, principalmente as laterais. O FDD apresenta melhores resultados que o PP, principalmente na determinação dos modos de vibração, porém inferiores ao SSI na estimativa do parâmetro de amortecimento, este último recomendado para análises mais acuradas.

Em trabalho realizado por Benedettini e Gentile (2011) os métodos e algoritmos do domínio da frequência como FDD apresentaram resultados bem concordantes com outros métodos que exigem avançados recursos computacionais e maior tempo de processamento. Ademais, para identificar frequências e modos pouco escalados, a técnica da FDD é apontada como a mais adequada tanto por Brincker e Ventura (2015) quanto por Magalhães e Cunha (2011), o que contorna os problemas de pesquisas cuja estrutura apresente tais características.

Dos parâmetros modais o amortecimento é aquele que apresenta resultados mais inconsistentes durante as estimativas (BREWICK; SMYTH, 2014). De acordo com Chen *et al.* (2017) essas grandes divergências são consequências de diversas razões, dentre elas a suposição da AMO de que a excitação é estacionária. A influência dos ruídos nos dados coletados também afeta as estimativas, assim como as rotinas de identificação do sistema que usualmente assumem a velocidade proporcional em um sistema de amortecimento viscoso linear.

É recomendado que o amortecimento obtido pela AMO seja sempre comparado à valores divulgados na literatura. Outra sugestão é a utilização de mais de uma técnica para obtenção dos parâmetros modais para efeito comparativo (CHEN; OMENZETTER; BESKHYROUN, 2017).

Uma pesquisa de monitoramento estrutural contínuo realizado por Alves *et al.* (2016) em ponte ferroviária e rodoviária basearam-se na aplicação da análise de dados simbólicos juntamente com métodos de classificação para detectar danos estruturais, especialmente usando dados brutos. Os resultados identificaram os

efeitos da temperatura nas medições da ponte rodoviária, ao avaliar meses e períodos pré-definidos. Assim, entende-se que outros efeitos possam ser percebidos a ponto de serem evoluídos para sistemas robustos de monitoramento estrutural contínuo.

Em estruturas recentemente construídas, a validação de modelos numéricos são úteis para confirmar se as suposições adotadas na fase de projeto estão compatíveis com a construção em serviço (LORENZONI *et al.*, 2019; MAGALHAES *et al.*, 2012).

Em estudo realizado por Magalhães *et al.* (2012) foi apresentada a AMO do viaduto de Millau na França, a mais alta ponte estaiada do mundo com 343 m de altura e 2460 m de comprimento. As pontes estaiadas são comumente esbeltas e seus modelos numéricos calibrados são úteis para prever as respostas da estrutura a eventos extremos como terremotos ou ventos fortes, permitindo ainda o monitoramento e implementação de dispositivos de correção ou melhoria de desempenho.

As respostas obtidas pelo ensaio no Viaduto de Millau foram processados separadamente e globalmente pela aplicação dos métodos paramétricos p-LSCF e SSI-COV. A pesquisa foi capaz de obter 20 modos de vibração entre as faixas de 0,1 a 0,70 Hz e estimar seus amortecimentos. Os parâmetros modais mostraram concordância com os parâmetros numéricos utilizados no dimensionamento, confirmando as hipóteses utilizadas em projeto e atestando a segurança estrutural (MAGALHÃES *et al.*, 2012).

O estudo enfatizou a vantagem da AMO na acurácia em obter os parâmetros modais e principalmente a dos modos laterais, dificilmente excitados por carregamentos artificiais. É sugerido como tópico de pesquisa a criação de intervalo de confianças em comparativo de processamentos globais e isolados para o parâmetro de amortecimento das estruturas (MAGALHAES *et al.*, 2012).

Uma ponte ferroviária em arco de aço e concreto teve seu modelo numérico calibrado com AMO por Ribeiro *et al.* (2012). A calibração foi acompanhada por ensaios de módulo de deformação e teste dinâmico sob tráfego ferroviário o que permitiu aferir a deformação da estrutura. A obra apresentou comportamento concordante ao modelo numérico calibrado, o que permite aplicações em pesquisas sobre a segurança da estrutura com trens em alta velocidade e o conforto dos usuários.

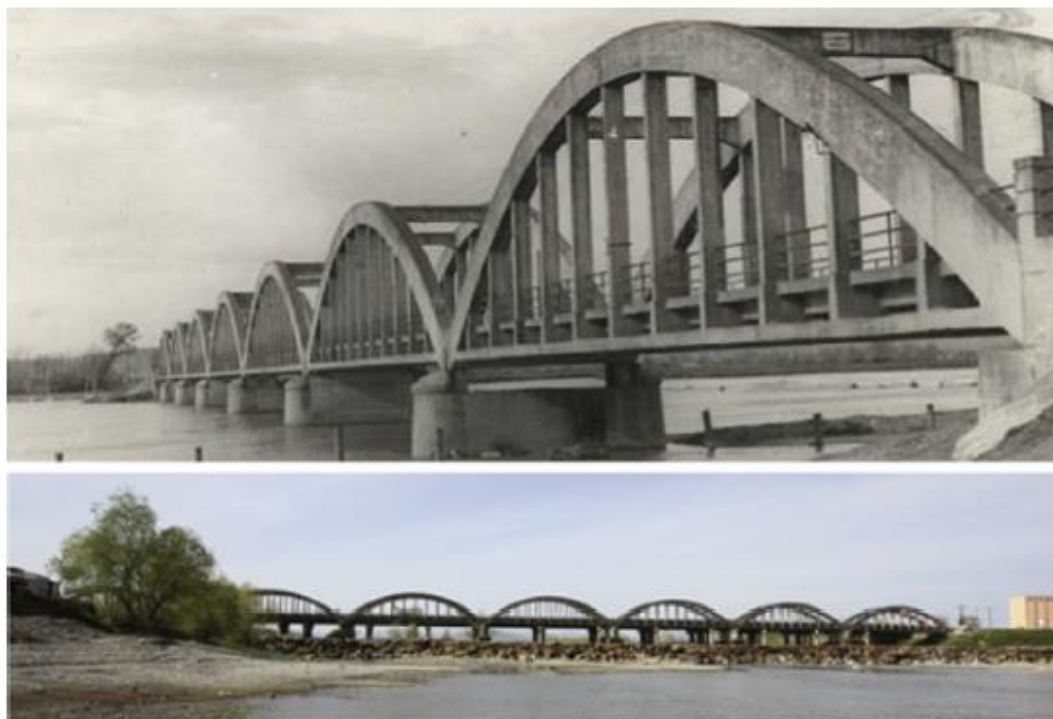
A relevância da AMO para obtenção de parâmetros modais em estruturas existentes e deterioradas é ressaltada por Lorenzoni *et al.* (2019). A pesquisa estuda 5 tipologias de obras de arte e justifica o uso da técnica para atestar a integridade

estrutural, dada a dificuldade de se encontrar informações sobre as características de estruturas construídas há muito tempo.

A aplicação da AMO em pontes constituídas por arcos de concreto armado foram estudadas por Turker e Bayraktar (2014) e Altunişik e Bayraktar (2016). O Estudo de 2014 abordou uma obra com arcos sobre o tabuleiro, enquanto o de 2016, uma ponte com arcos sob o tabuleiro, construídas aproximadamente em 1937 e 1951, respectivamente. Os estudos utilizaram módulos de elasticidade do concreto entre 42 GPa e 32 GPa, estimados por expressões normatizadas, e ambos os trabalhos utilizaram o software SAP2000 para criar um modelo em elementos finitos para calibração e avaliação de segurança estrutural.

A AMO foi executada com diversos acelerômetros uniaxiais fixados na estrutura e foi possível estimar parâmetros modais como os modos de vibração, frequências naturais e amortecimentos. As frequências naturais experimentais obtidas foram utilizadas para calibrar o modelo numérico inicialmente concebido. A Figura 2 e 3 apresentam as tipologias estudadas e suas peculiaridades.

Figura 2 – Ponte em arco sobre o tabuleiro.



Fonte: Adaptado de Turker e Bayraktar (2014).

Figura 3 – Ponte em arco sob o tabuleiro.



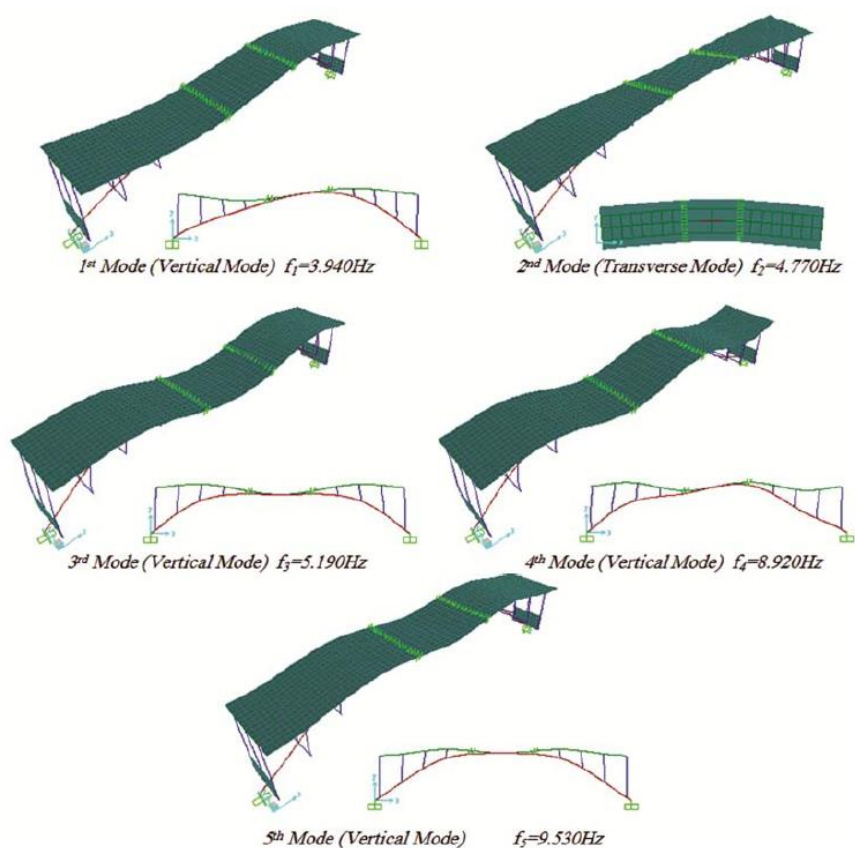
Fonte: Adaptado de Altunişik e Bayraktar (2016).

A calibração foi efetivada por ajustes geométricos e nas condições dos apoios, alterando espessuras das peças deterioradas por manifestações patológicas e inserindo coeficientes de Winkler nas fundações. Desplacamento do concreto, proliferação de vegetação na estrutura, corrosão das armaduras, dentre outras comuns a obras de concreto armado estavam entre as manifestações identificadas.

Foram realizados comparativos entre o modelo inicial e calibrado dos esforços solicitantes, deslocamentos e parâmetros modais numéricos e experimentais. A redução da máxima diferença entre respectivas frequências naturais de 49,1% para 0,60% permitiu concluir que o modelo calibrado era apropriado para ser utilizado na validação da segurança estrutural e representava melhor o modelo construído.

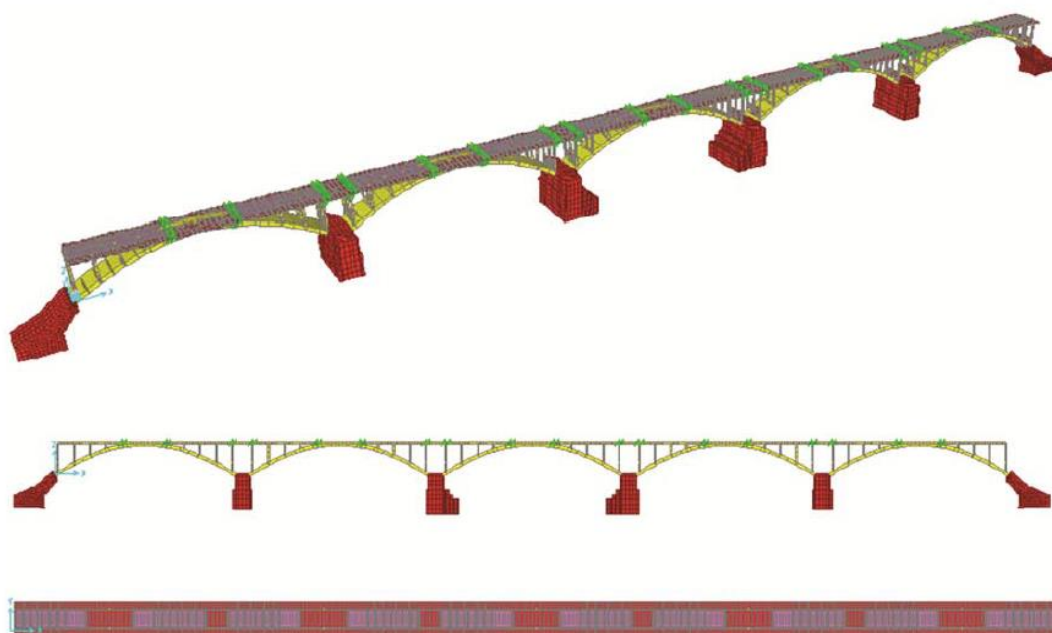
O primeiro modo e frequência de vibração experimental encontrado pelo estudo caracteriza-se como flexão vertical com oscilação de 2,49 Hz, uma diferença de 39,7% quando comparada ao obtido pela análise numérica da Figura 4 de 3,940 Hz. Ressalta-se que ambos os estudos partiram de modelos numéricos de arcos isolados, com restrições a deslocamentos e rotações nulas para obtenção das frequências numéricas e modos de vibração iniciais. Esses resultados foram então objeto de comparativo a um modelo global calibrado e flexibilizado com condições de apoio elásticas.

Figura 4 – Modelo inicial e frequências numéricas.



Fonte: Adaptado de Altunişik e Bayraktar (2016).

Figura 5 – Modelo calibrado para avaliação estrutural.



Fonte: Adaptado de Altunişik e Bayraktar (2016).

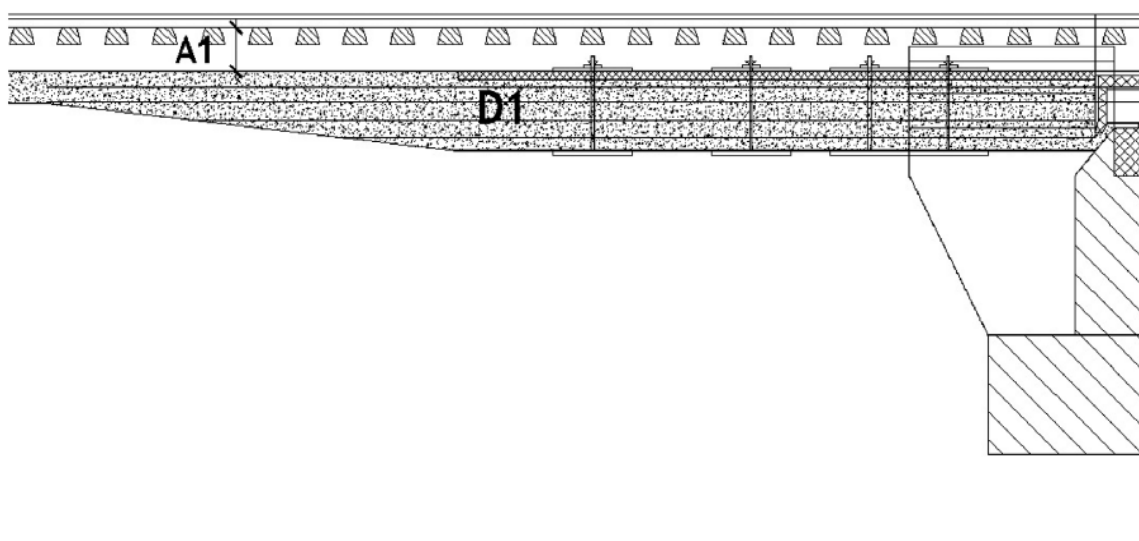
Os impactos entre na região de transição entre OAEs e vias podem amplificar os esforços estáticos em maiores proporções devido ao desnivelamento entre estruturas de rijeiras diferentes. É uma região susceptível a avarias e recorrentes manutenções, especialmente sob carregamentos elevados característicos de obras ferroviárias (PAIXÃO *et al.*, 2015).

A NBR 7188: 2013 intitulada “Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas” insere nesta versão o coeficiente de impacto adicional (CIA), a ser aplicado em até 5 m de distância de transições ou juntas e com valor fixo de 1,25. O coeficiente adicional é destinado a majoração de cargas devido a imperfeição e descontinuidade da pista de rolamento, o que permite inferir que essas características contribuem para maior amplificação dos esforços (ABNT, 2013).

A transição entre vias permanentes ferroviárias são objeto de pesquisa de Bizjak *et al.* (2017) e Paixão *et al.* (2015) em que são avaliados a utilização de materiais alternativos na construção e nos trilhos para reduzir as amplificações dinâmicas na região. Modelos numéricos e avaliações dinâmicas experimentais permitem atestar a eficácia de trilhos amortecedores, geossintéticos e bases reforçadas com solo cimento na redução desses impactos. Ambos estudos buscam a redução de manutenções, maior durabilidade construção e consequentemente menores impactos.

A Figura 6 apresenta uma zona de transição reforçada por geocompostos, resultado de recentes preocupações em projeto e manutenções dessas regiões.

Figura 6 – Zona de transição reforçada com geocompostos.



Fonte: Adaptado de Bizjak *et al.*, (2017).

3 METODOLOGIA

O presente capítulo tem por objetivo explicar a metodologia utilizada no desenvolvimento da pesquisa. Será caracterizada a OAE objeto de estudo, o modelo numérico previamente realizado, bem como o ensaio, equipamentos e softwares empregados.

3.1 ESTRUTURA DA PESQUISA

A fim de mensurar a efetividade de ensaios dinâmicos na avaliação das condições estruturais de pontes, realizou-se a AMO e o EAR em duas campanhas em uma ponte ferroviária de concreto armado, sendo a segunda campanha realizada após a recuperação do Encontro B danificado. A ponte está situada no km 181+100 (181 quilômetros e 100 metros), entre os trechos de Engenheiro Bley e Uvaranas, na cidade de Ponta Grossa/PR. O Encontro A se localiza no sentido de Uvaranas enquanto o Encontro B no sentido de Engenheiro Bley (ver Figura 7).

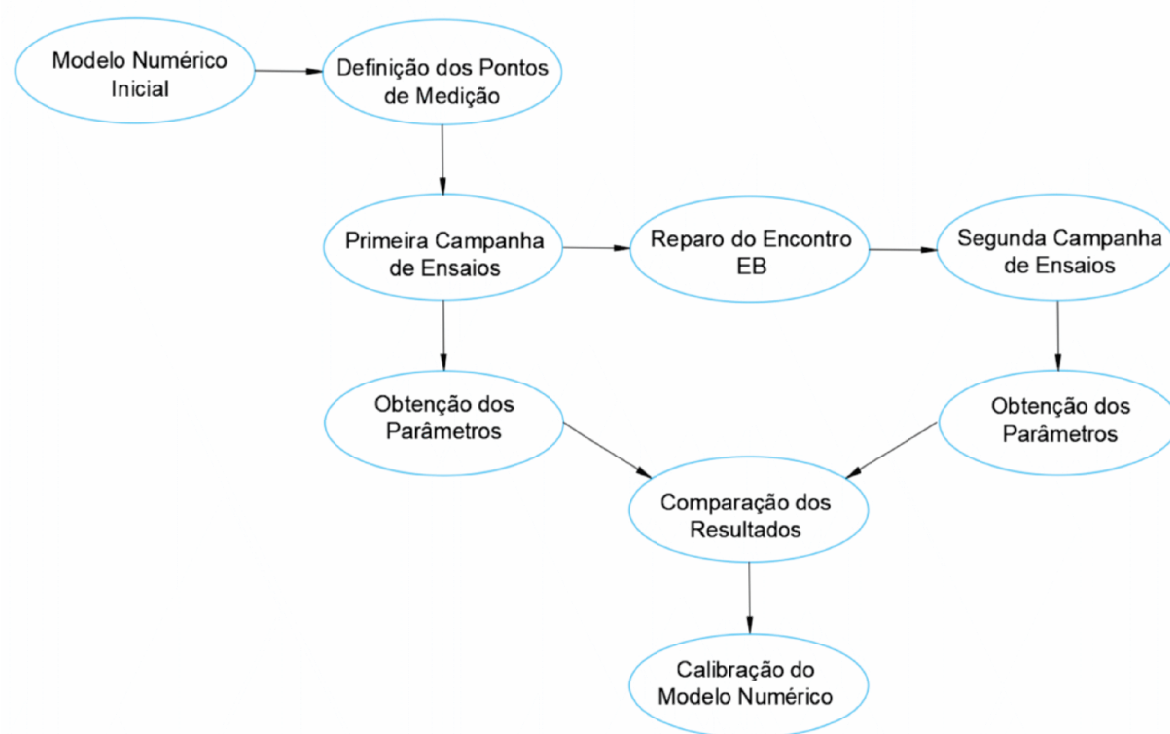
A partir de um modelo numérico inicial, foram definidas as localizações dos pontos de medição nos quais foram realizadas as campanhas de ensaios. Após o processamento dos ensaios, foram realizados comparativos entre os parâmetros obtidos antes e após a intervenção com o objetivo de esclarecer a hipótese do presente trabalho. A Figura 7 apresenta a vista isométrica da ponte com a posição de seus encontros, enquanto a Figura 8 a estrutura da pesquisa. Maiores detalhes serão dados ao longo dos próximos tópicos deste capítulo.

Figura 7 – Vista isométrica da OAE: Encontros A e B



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 8 – Estrutura da pesquisa



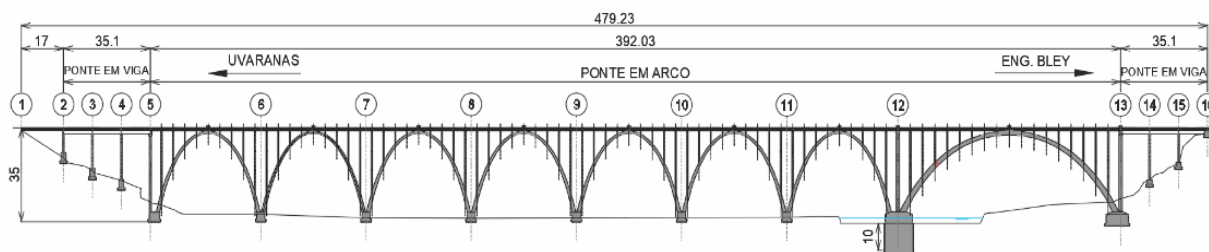
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

3.2 OBJETO DE ESTUDO: PONTE DOS ARCOS

3.2.1 Descrição da estrutura

A OAE transpõe o vale de 35 m de altura com comprimento aproximado de 479,23 m em largura de 3,8 m e foi construída em duas tipologias de acordo com as definições de Leonhardt (1979) e Pfeil (1985): Ponte em viga e Ponte em Arco.

Figura 9 – Divisão da Ponte dos Arcos



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 10 – Ponte dos Arcos

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

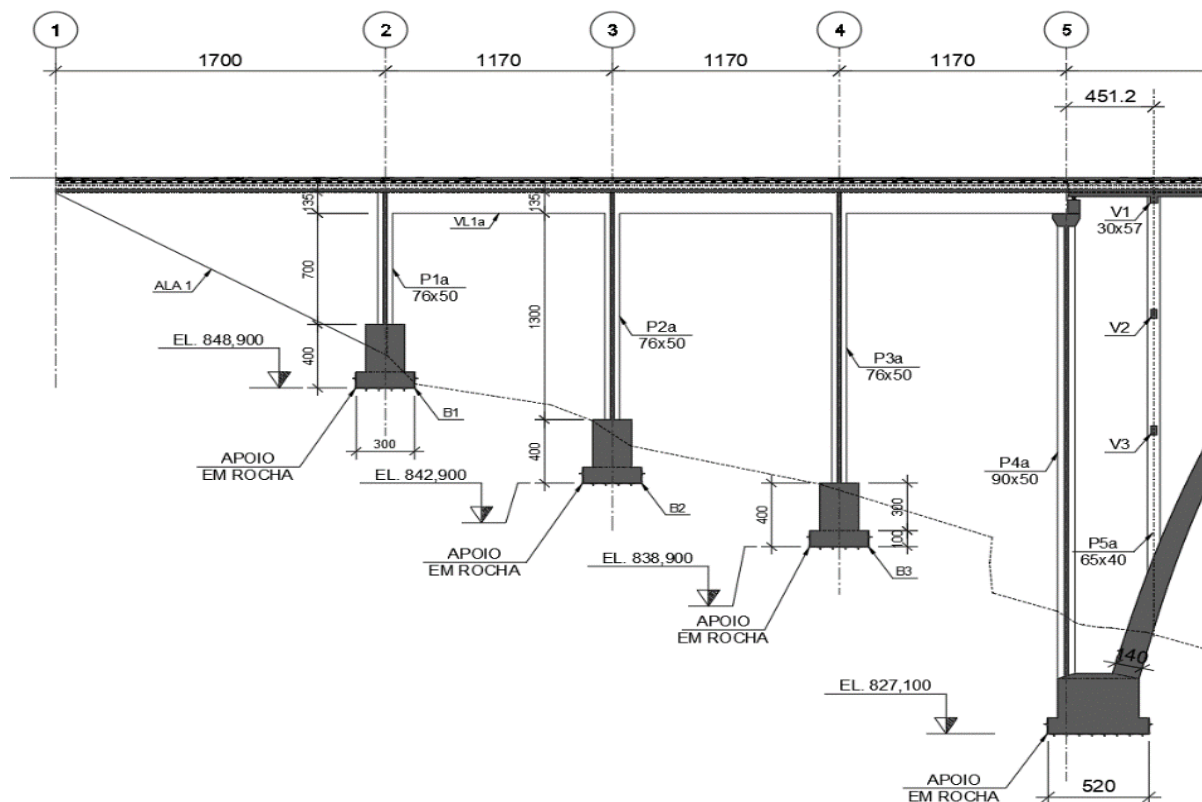
A tipologia em viga se encontra nos dois extremos da OAE e é formada transversalmente por duas vigas longarinas de 1,5 m de altura sob laje de 0,15 m de espessura. Sob as vigas há ligação rígida formada por par de pilares de 40x76 cm² e contraventamento em parede de 0,20 m de espessura. Cada tipologia é constituída por 3 vãos de 11,70 m totalizando comprimento de 35,10 m.

Há dois tipos de pilares distintos aos demais e que se encontram nos eixos 5, 12 e 13. No eixo 5, dois pilares com contraventamento em parede de 0,20 m possuem 40x90 cm² e apoiam a longarina do trecho em viga por apoio do tipo Freyssinet (apoio fixo com rotação livre). Os dois pilares localizados nos eixos 12 e 13, extremidade do Arco Principal (AP), possuem 50x140 cm² e estão conectados transversalmente por paredes de 50 cm.

Há vigas de 30x57 cm² de contraventamento na primeira linha de pilares próxima aos apoios dos Arcos Secundários (AS) entre os eixos 5 a 12 e nas duas linhas de pilares próximas ao apoio do Arco Principal. Toda infraestrutura se apoia em fundação direta sobre a rocha do vale.

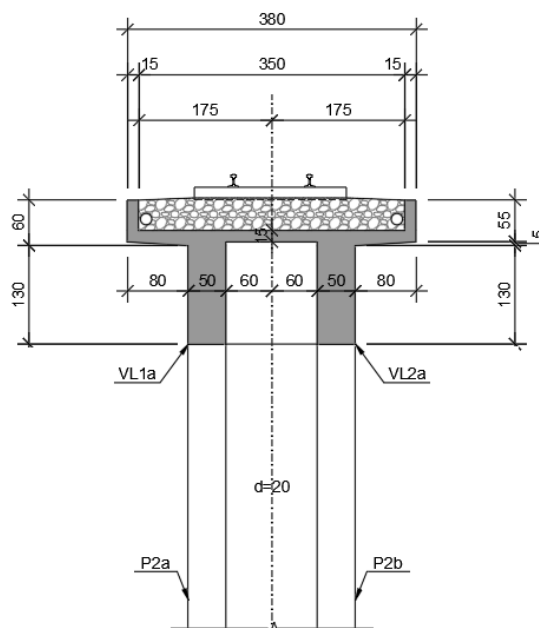
Entre as tipologias em viga e os arcos, há junta de dilatação que permite a translação longitudinal. Ao logo do trecho em arco, as juntas de dilatação na laje ocorrem no centro de cada arco e a ligação entre tabuleiro e arco ocorre por barras de transferência CA-24.

Figura 11 – Trecho em Viga próximo ao Encontro A



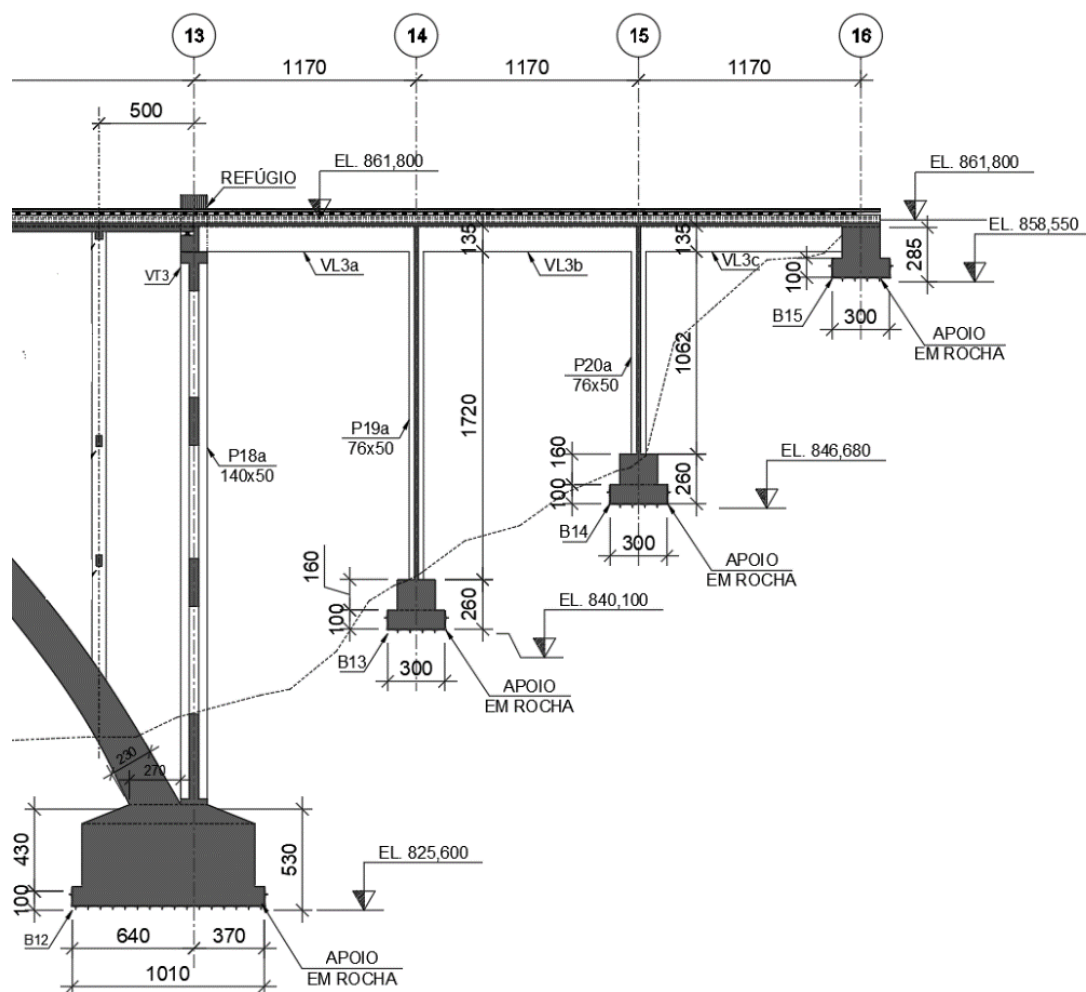
Fonte: Elaborado pelo autor (2021)

Figura 12 – Seção transversal no eixo 3: Trecho em Viga



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 13 – Trecho em Viga próximo ao Encontro B

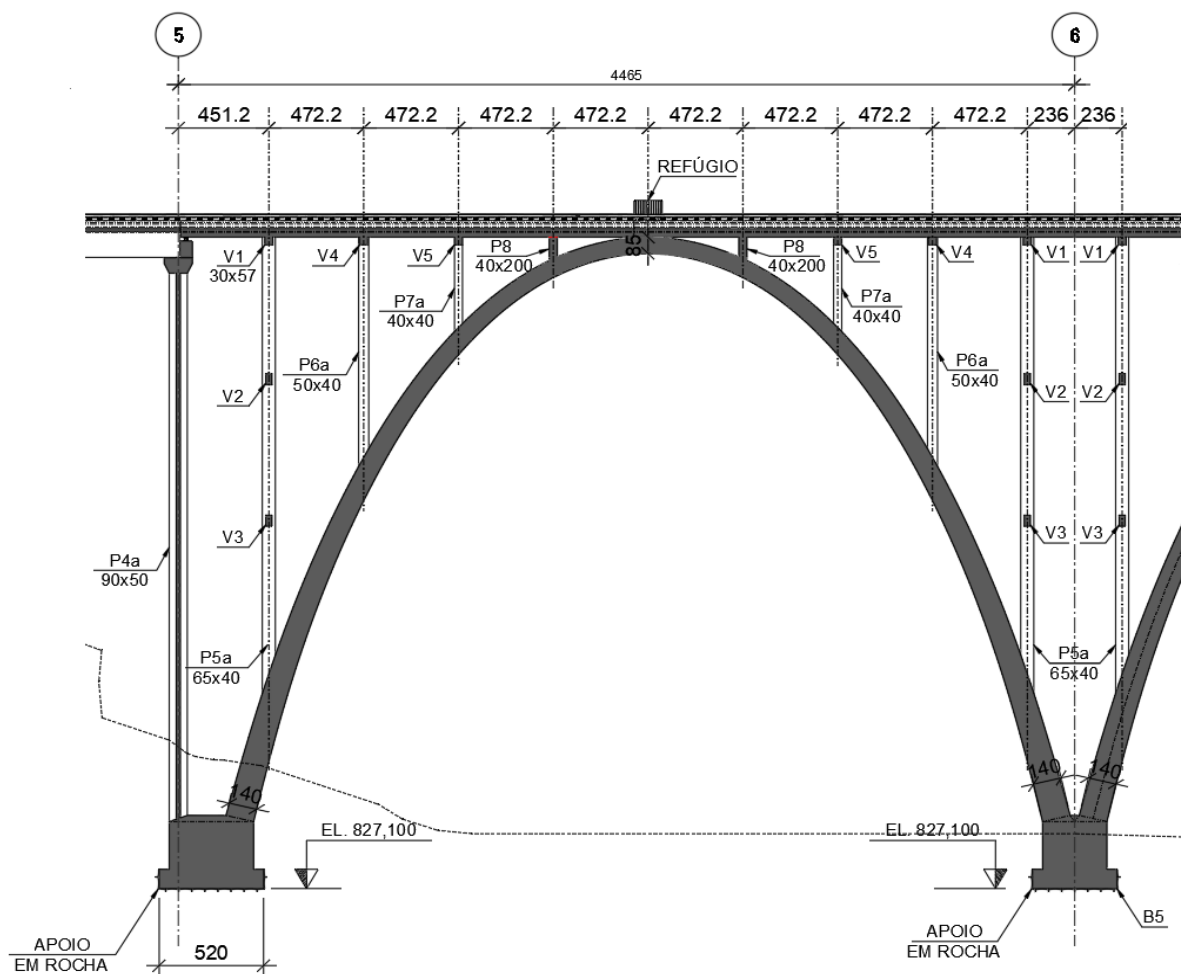


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A travessia do vale é realizada por 7 arcos maciços com vãos entre 42,5 m a 44,88 m, cujas espessuras variam de 1,4 m nas fundações a 0,85 m na ligação com o tabuleiro. Sobre os arcos, pares de pilares de 40x76, 40x50, 40x40 cm² e parede de 40x200 cm² estão espaçados a 4,72 m simetricamente do maior comprimento de flambagem ao centro do vão.

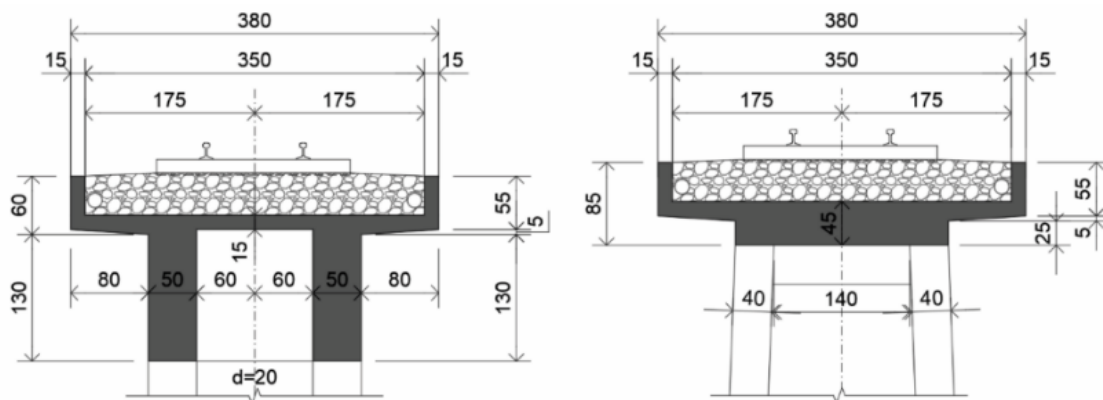
A maior inércia dos pilares está orientada para o sentido longitudinal e estes apoios se conectam diretamente à viga travessa e na laje maciça. No sentido transversal a laje possui 0,45 m de espessura entre pilares e varia de 0,20 a 0,15 m do pilar ao extremo do balaço (ver Figura 14).

Figura 14 – Trecho em Arco: Eixo 5 a 6



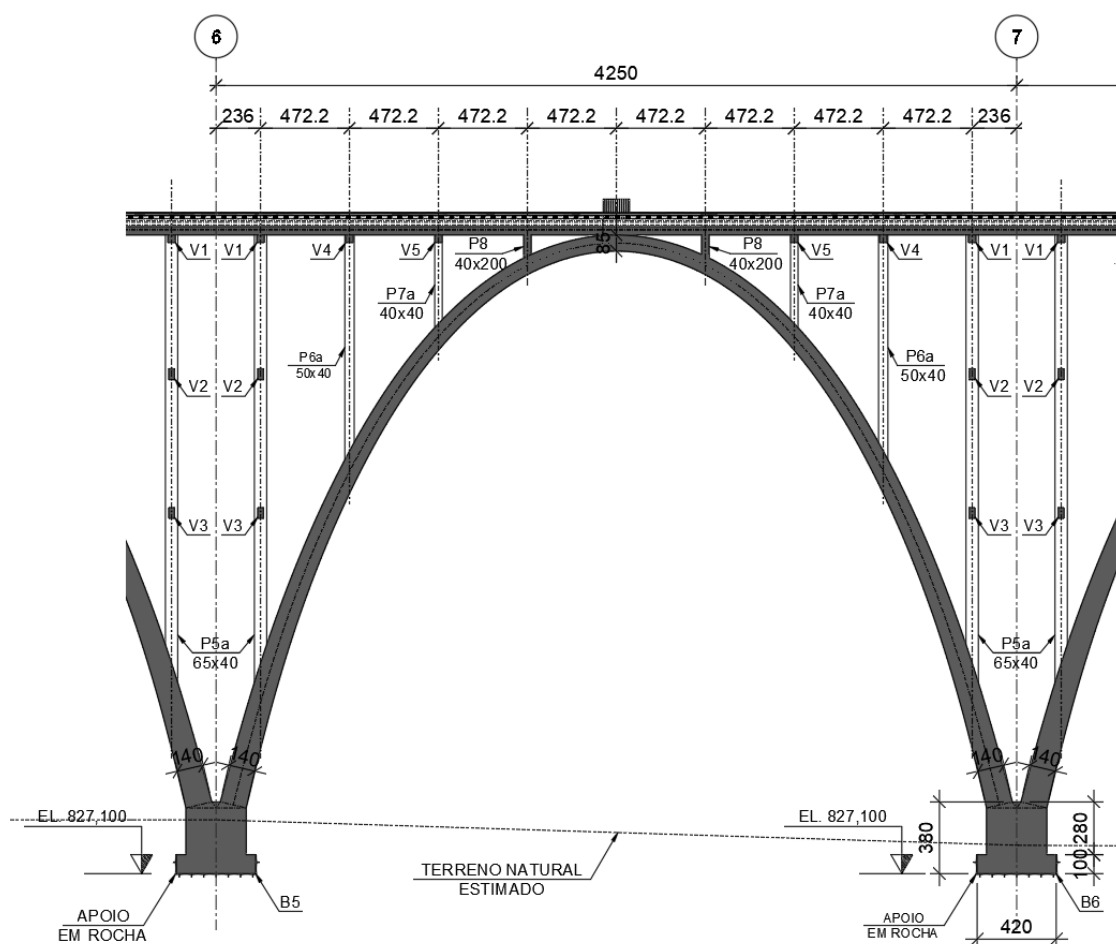
Fonte: Elaborado pelo autor (2021)

Figura 15 – Seção transversal: Trecho em Viga e Trecho em Arco



Fonte: Elaborado pelo autor (2021)

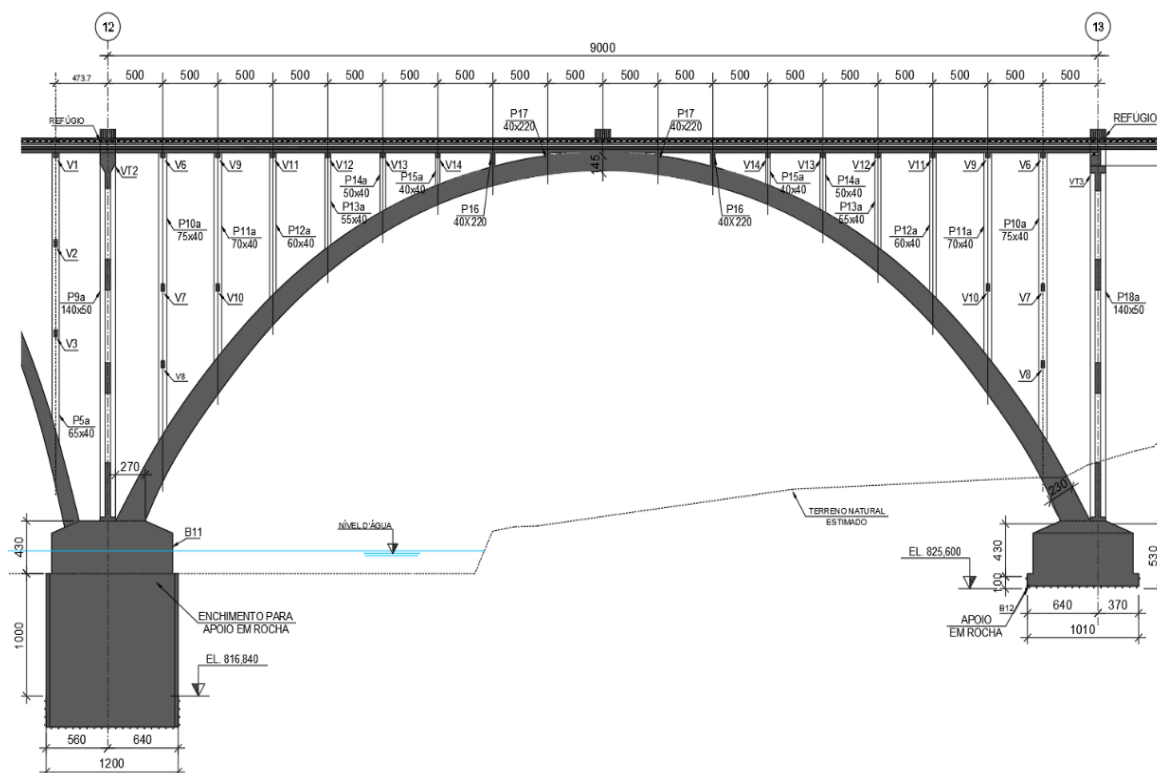
Figura 16 – Trecho em Arco: Eixo 6 a 7



Fonte: Elaborado pelo autor (2021)

A transposição do rio do Papagaio é realizada por tipologia em arco maciço com 90 m de corda com sua espessura variando de 2,35 a 1,40 m do elemento de fundação ao centro conectado ao tabuleiro. Sobre o arco pares de pilares de 40x75, 40x70, 40x60, 40x55, 40x40 cm² e parede de 40 x 220 cm² estão espaçados a 5,00 m simetricamente até o centro do vão. A laje possui as mesmas características dos demais arcos.

Figura 17 – Trecho em Arco: Eixo 12 a 13



Fonte: Elaborado pelo autor (2021)

3.2.2 História da construção da ponte

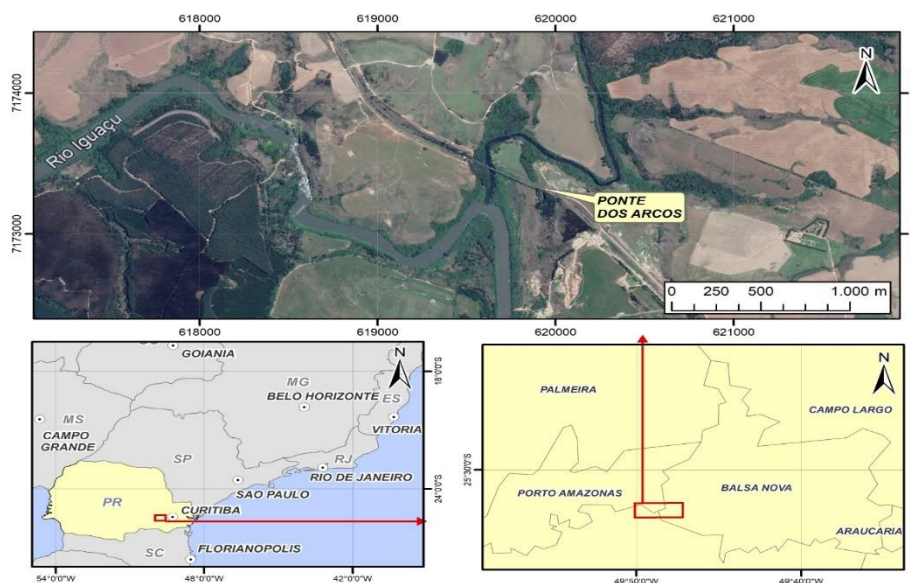
As pontes em arco de concreto eram comumente empregadas no passado, visto que se beneficiam de um sistema estrutural ideal para o concreto armado, onde a predominância de esforços de compressão com baixa excentricidade permitem transpor grandes vãos com taxas de armação racionalizadas (LEONHARDT, 1979, PFEIL, 1985).

Com o desenvolvimento do concreto protendido e surgimento de técnicas construtivas como os pré-moldados e balanços sucessivos, vãos antes viabilizados pela tipologia em arco foram substituídos por sistemas capazes de transpor os mesmos obstáculos com a vantagem de minimizar ou eliminar o uso de cimbramento (GUYON, 1966).

Conhecida dentre outros nomes como Ponte dos Arcos, a OAE objeto de estudo se localiza no município de Balsa Nova a 66,4 km de Curitiba, Capital do Estado Paraná-BR. A ponte ferroviária de bitola métrica e pista simples foi construída entre os anos de 1954 a 1958 para realizar a ligação entre Ponta Grossa e o estado de Santa Catarina pelo TPS (Tronco Principal Sul). A tipologia foi selecionada depois de

diversos estudos e dentre 6 alternativas com combinação de 3 materiais, confirmando a viabilidade técnica da tipologia em arco de concreto armado para os vãos e carregamentos almejados à época (Ver Anexo B).

Figura 18 – Localização da Ponte dos Arcos



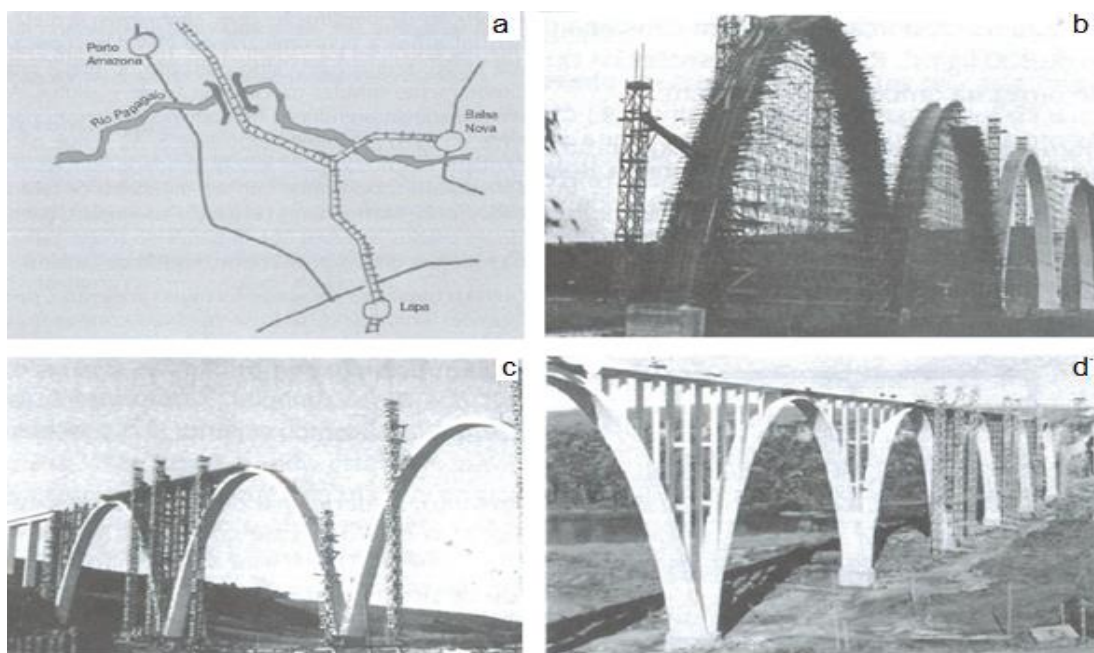
Fonte: Elaborado pelo autor (2021)

Ainda que não houvesse controle de qualidade do concreto, corpos de prova obtiveram resistência à compressão de 240 kgf/cm², comprovados por instituto ligado à Escola de Engenharia da Universidade do Paraná. Barras de CA-24 em bitolas de até Ø32 mm foram combinadas ao traço de 1:2:4 com 300 kg/m³ de cimento nas peças de concreto armado, sustentadas por escoramentos tubulares metálicos até a cura.

A obra ocorreu sem grandes transtornos, tendo sido por vezes paralisada por inundações do rio Iguaçu e ventos de 100 km/h. Malgrado os pormenores, foi erguida sobre geologia favorável que permitiu que a concepção da infraestrutura em fundação direta moldada em concreto ciclópico. As fundações encontravam facilmente rocha sã do tipo arenito, a exceção da sapata realizada dentro do rio, que precisou ser aprofundada 10 m para atingir a rocha.

As informações históricas foram obtidas por artigo sem fonte de origem e que se encontra no último Anexo. A Figura 19 apresenta as etapas construtivas da ponte dos arcos em (a) planta histórica de situação, (b) Cimbramento dos arcos secundários, (c) Cimbramento do tabuleiro sobre os arcos, (d) obra em etapa final de construção.

Figura 19 – Construção da Ponte dos Arcos



Fonte: Anexo B.

3.2.3 Propriedades dos materiais

Entre dezembro de 2019 e janeiro de 2020 foram realizados ensaios de esclerometria e ruptura de testemunhos estimaram a resistência e densidade do concreto em diversos pontos da estrutura. Os testes indicaram resistência entre 35 a 55 MPa, enquanto a densidade do concreto varia de 2300 a 2490 kg/m³. O módulo de elasticidade inicial foi estimado em aproximadamente 29,5 GPa através da equação 52 encontrada na bibliografia de Pfeil (1985) que aborda as normas da época.

$$E_c = 44300(f_{ck} + 80)^{\frac{1}{3}} \quad (52)$$

O coeficiente de reação dos apoios inicial é admitido como 300.000 kN/m³ a partir dos registros obtidos sobre o assentamento das sapatas em rocha sã do tipo arenito e de estimativas bibliográficas, dentre elas a de Bowles *et al.* (1997).

3.2.4 Condições da estrutura

A ponte encontra-se construída em classe de agressividade ambiental com risco baixo à corrosão, apresentando manifestações patológicas comuns às obras desta longevidade. As manifestações identificadas em vistoria realizada seguem listadas por componentes e demonstradas nas Figuras 20 a 22.

Infraestrutura (Figura 20 – Da esquerda para à direita): Encontro A - Fissuras longitudinais; Bloco intermediário – Fissuras e proliferação de vegetação; Bloco no rio – Eflorescência e fissuras.

Figura 20 – Manifestações patológicas da infraestrutura



Fonte: Elaborado pelo autor (2021)

Mesoestrutura (Figura 21 – Da esquerda para à direita): Encontro do arco com tabuleiro - Proliferação de vegetação; Base de pilares - Deslocamento do concreto; Encontro B - Recalque e abertura na transição entre OAE e Via Permanente.

Figura 21 – Manifestações patológicas da mesoestrutura



Fonte: Elaborado pelo autor (2021)

Superestrutura (Figura 22 – Da esquerda para à direita): Viga de perímetro - Fissuras de cisalhamento e torção; Viga de perímetro - Corrosão das armaduras e deslocamento; Viga Longarina VL4c - Ruptura ao cisalhamento sobre Encontro B.

Figura 22 – Manifestações patológicas superestrutura



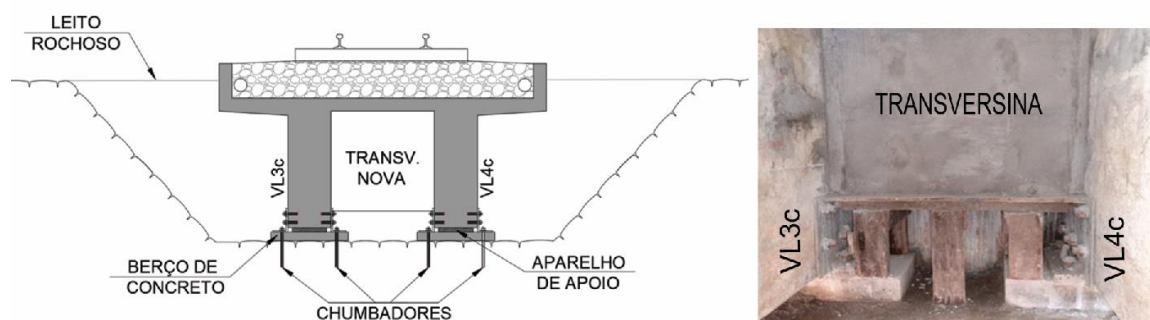
Fonte: Elaborado pelo autor (2021)

Apesar das patologias identificadas, a Ponte dos Arcos opera continuamente e recebe tráfego ferroviário formado por locomotivas e vagões com cargas de 25 tf por eixo e espaçamentos longitudinais máximos e mínimos entre eixos de 9,4 m e 1,39 m, respectivamente.

3.2.5 Reparo realizado no Encontro B

O reparo realizado consistiu em restaurar o Encontro B após seu recalque e ruptura por cisalhamento de uma das vigas longarinas (ver Figuras 21 e 22). O trecho restaurou as condições de apoio da viga sobre a rocha, realizou o contraventamento das longarinas conservando todas as dimensões originais da obra. A Figura 23 apresenta a seção transversal e foto com a intervenção realizada.

Figura 23 – Reforço do Encontro B



Fonte: Elaborado pelo autor (2021)

3.3 Sensores para o ensaio de vibração

O ensaio objetivou a captação e registro das repostas dinâmicas da estrutura (acelerações ao longo do tempo) sob condições normais de serviço, quando a obra fica susceptível a ações do vento, vibrações de base, passagem de composições, dentre outras. O sucesso da AMO frente a natureza de alguma dessas ações que geram amplitudes extremamente baixas, requer o emprego de equipamentos compostos por sistemas de aquisição de alta resolução e acelerômetros de grande sensibilidade.

Para realizar a aquisição das respostas dinâmicas, foram mobilizados dois sismógrafos triaxiais, sendo um da marca SYSCOM modelo MR2002-SM24 e outro da marca REFTEK modelo 130-SMHR. A especificação de ambos os equipamentos utilizados pode ser consultada no Anexo A1 (SYSCOM) e A2 (REFTEK). A Figura 24

mostra os dois equipamentos empregados instalados sobre a ponte, sendo o cinza em primeiro plano o REFTEK e o vermelho ao fundo o SYSCOM.

Figura 24 – Sismógrafos posicionados no tabuleiro.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

3.4 Softwares utilizados e técnicas de processamento

O modelo numérico inicial foi desenvolvido a partir do cadastramento da estrutura com o software SAP2000 V22 (COMPUTERS & STRUCTURES INC, 2019), que utiliza em sua base o Método dos Elementos Finitos (MEF). Para obter os espectros de frequência, os dados do ensaio foram processados com a técnica de Decomposição no Domínio da Frequência (FDD) por scripts desenvolvidos por Martins (2016).

A técnica FDD, como visto anteriormente, é vantajosa pela simplicidade, fornecendo gráficos didáticos e com picos de ressonância, além de permitir a identificação de frequências naturais pouco espaçadas (BRINCKER; VENTURA, 2015; HERLUFSEN *et al.*, 2005; MAGALHAES *et al.*, 2011).

Os dados do ensaio convertidos para arquivos binários foram lançados no software ARTeMIS Modal 6.0 que foi empregado como alternativa ao processamento dos dados obtidos pelo ensaio utilizando a técnica FDD. Este software permite processamento de sinais tanto pelo FDD quanto pela Identificação do Subespaço Estocástico (SSI) para obter os espectros de frequência e amortecimentos (SOLUTIONS, 2013)

O software em outras versões foi empregado para o processamento de dados de outras pesquisas similares desenvolvidas por Costa *et al.* (2014), Malveiro *et al.* (2011) e Silva e Neves (2016), no qual os autores obtiveram resultados satisfatórios na análise de pontes ferroviárias.

3.5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.5.1 Modelo numérico inicial

A partir do cadastramento, histórico de construção da ponte e ensaios realizados na estrutura, foram desenvolvidos modelos numéricos a partir dos quais foram avaliados vários níveis de refinamento dos elementos. Optou-se pelas malhas com menor número de graus de liberdade e cujas frequências naturais apresentaram pequenas alterações se comparado aos resultados de malhas mais refinadas.

A visão geral do modelo numérico da OAE pode ser vista na Figura 25. As fundações foram modeladas com elementos sólidos, os arcos com elementos de casca espessa, enquanto a laje e as paredes de travamento dos pilares foram modeladas com elementos de casca fina.

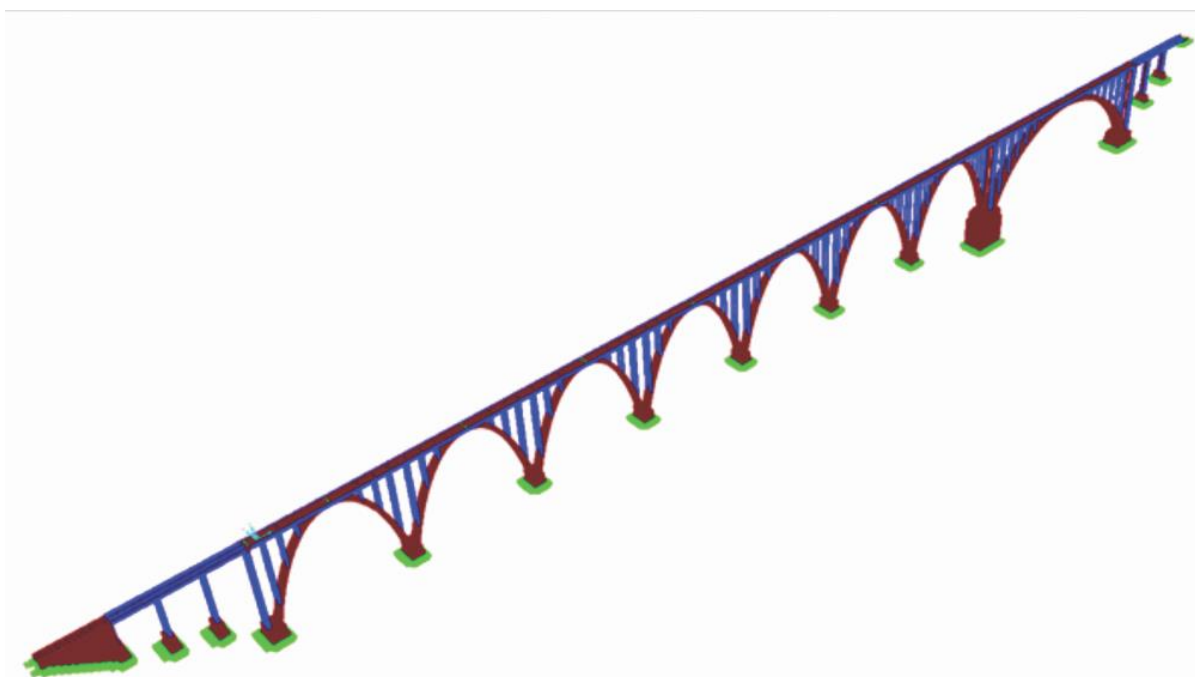
As vigas e os pilares foram representados por elementos de barra tridimensionais e os apoios na região das juntas foram modelados com o uso de links. A malha foi discretizada considerando áreas e barras com tamanho máximo de 25,00 cm, totalizando 12.022 elementos de barra, 22.556 elementos de casca espessa, 40.784 elementos de casca delgada, 149.070 elementos sólidos, 46 links e 237.873 graus de liberdade.

Compondo a massa do tabuleiro foram considerados o peso próprio dos elementos em concreto ($\rho_c=2400$ kgf/m³), trilhos metálicos ($E=200$ GPa, $\mu=0,30$, $\rho_a=7697$ kgf/m³) e 560 kg/m² sobre o tabuleiro devido ao lastro de brita.

Tabela 1 – Propriedades do modelo numérico inicial

Parâmetro	Inicial
Módulo de Elasticidade do Concreto Ec	29,5 GPa
Densidade do concreto (ρ)	24 kN/m ³
Módulo de Elasticidade do Aço CA-24	210 GPa
Densidade do aço (ρ)	76,97 kN/m ³
Lastro de Brita (Densidade 16 kN/m ³) – 35 cm	54,0 kN/m ²
Coef.de Winkler Vertical	300.000 kN/m ³
Coef.de Winkler Horizontal	30.000 kN/m ³
% Massa do Lastro	100%
Massa dos Trilhos TR 57	0,68 kN/m
Coef.de engastamento dos Pilares	100%
Dimensões das peças	Conforme cadastro

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 25 – Modelo Global em MEF.

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

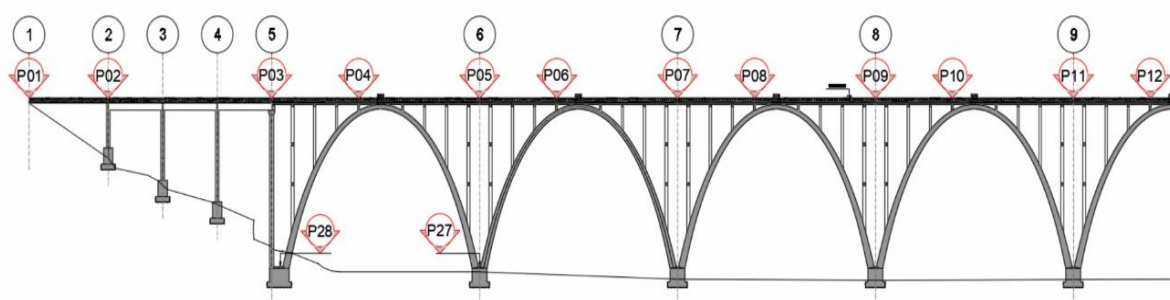
Para atingir participação em massa maior que 90 % foram obtidos todos os modos de vibração até a frequência de 30,27 Hz (acima do limite de 25 Hz dos espectros de frequências para obtenção dos parâmetros modais experimentais). Este valor resultou na extração de 900 modos, uma vez que o modelo obteve quantidade significativa de modos locais de flexão de colunas. Alguns dos modos de vibração numéricos encontram-se no Apêndice B.

3.5.2 Análise Modal Operacional: Primeira campanha de ensaios

Na primeira campanha de ensaios os dois equipamentos percorreram os 28 pontos mostrados nas Figuras 26 e 27. Enquanto o primeiro dos equipamentos registrava as vibrações em um determinado ponto, o segundo registrava simultaneamente as vibrações que haviam sido mensuradas no ponto anterior pelo primeiro equipamento.

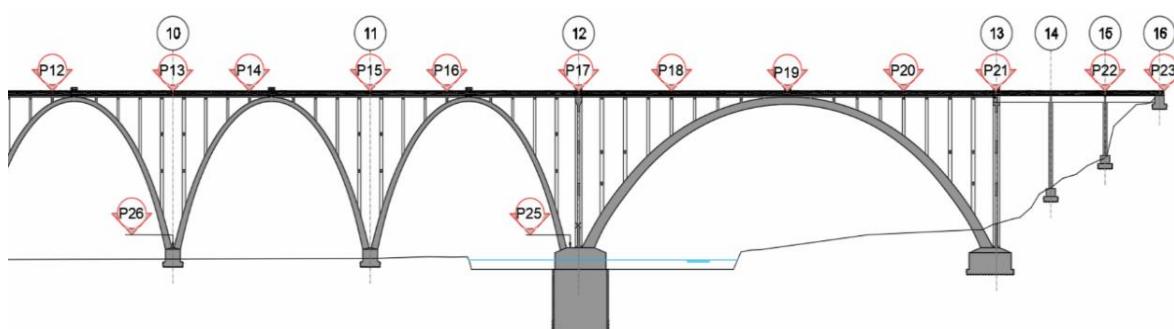
Tal procedimento permite a redundância de dados entre diversos pontos conforme sugerido por Brincker e Ventura (2015). Ainda, conforme sugestão destes autores, os pontos de medição foram definidos em locais estratégicos com base no modelo numérico apresentado na seção anterior, evitando “nós” modais ou localizações onde os modos principais apresentassem baixa amplitudes.

Figura 26 – Pontos de medição – Vista longitudinal – Parte A.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 27 – Pontos de medição – Vista longitudinal – Parte B.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

As medições foram realizadas com a OAE em operação com a passagem ou não de composições ferroviárias. Foram previstas 56 medições no total (28 para cada equipamento). A Tabela 2 apresenta detalhes da configuração do ensaio onde cada campanha consistiu no registro simultâneo das vibrações em dois pontos, a letra R indica a posição do primeiro sismógrafo (Reftek) enquanto a letra S indica a posição

do segundo (Syscom) nos ensaios modais. Na realização de AVT é fundamental que os registros de resposta dinâmica tenham longa duração, quando comparada aos FVT, de forma que o intervalo de tempo propicie a excitação da estrutura em maior número de modos e frequências possíveis (RODRIGUES, 2004).

Tabela 2 – Sequência e duração - Primeira campanha.

Ponto	Campanha	Duração (min)	Aquisição (Hz)
1	R 02 - S 01	56	100
2	R 03 - S 02	52	100
3	R 04 - S 03	56	100
4	R 05 - S 04	64	100
5	R 06 - S 05	52	100
6	R 07 - S 06	60	100
7	R 08 - S 07	64	100
8	R 09 - S 08	56	100
9	R 10 - S 09	56	100
10	R 11 - S 10	56	100
11	R 12 - S 11	56	100
12	R 13 - S 12	36	100
13	R 14 - S 13	56	100
14	R 15 - S 14	64	100
15	R 16 - S 15	52	100
16	R 17 - S 16	56	100
17	R 18 - S 17	36	100
18	R 19 - S 18	56	100
19	R 20 - S 19	44	100
20	R 21 - S 20	52	100
21	R 22 - S 21	44	100
22	R 23 - S 22	48	100
23	R 25 - S 23	48	100
24	R 26 - S 25	44	100
25	R 27 - S 26	64	100
26	R 28 - S 27	60	100
27	R 28 - S 28	60	100
28	R 28 - S 29	68	100

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Com emprego dos scripts e softwares explanados no item 3.4, os espectros de frequência foram obtidos para posteriormente se estimar os parâmetros modais da Ponte dos Arcos (frequências naturais e taxas de amortecimento).

3.5.3 Análise Modal Operacional: Segunda campanha de ensaios

Para a segunda campanha de ensaios, os equipamentos percorreram os 5 pontos mostrados na Tabela 3 e selecionados pela proximidade com a área de recuperação do Encontro B. Foram registradas 10 medições no total (5 para cada equipamento) e cada campanha consiste do registro simultâneo das vibrações em dois pontos. De maneira similar a primeira campanha, a letra R indica a posição do primeiro sismógrafo enquanto a letra S indica a posição do segundo.

Tabela 3 – Ensaios modais – Segunda campanha (Depois da intervenção).

Ponto	Campanha	Duração(min)	Aquisição (Hz)
19	R 20 - S 19	44	100
20	R 21 - S 20	64	100
21	R 22 - S 21	36	100
22	R 23 - S 22	64	100
23	R 23 - S 23	64	100

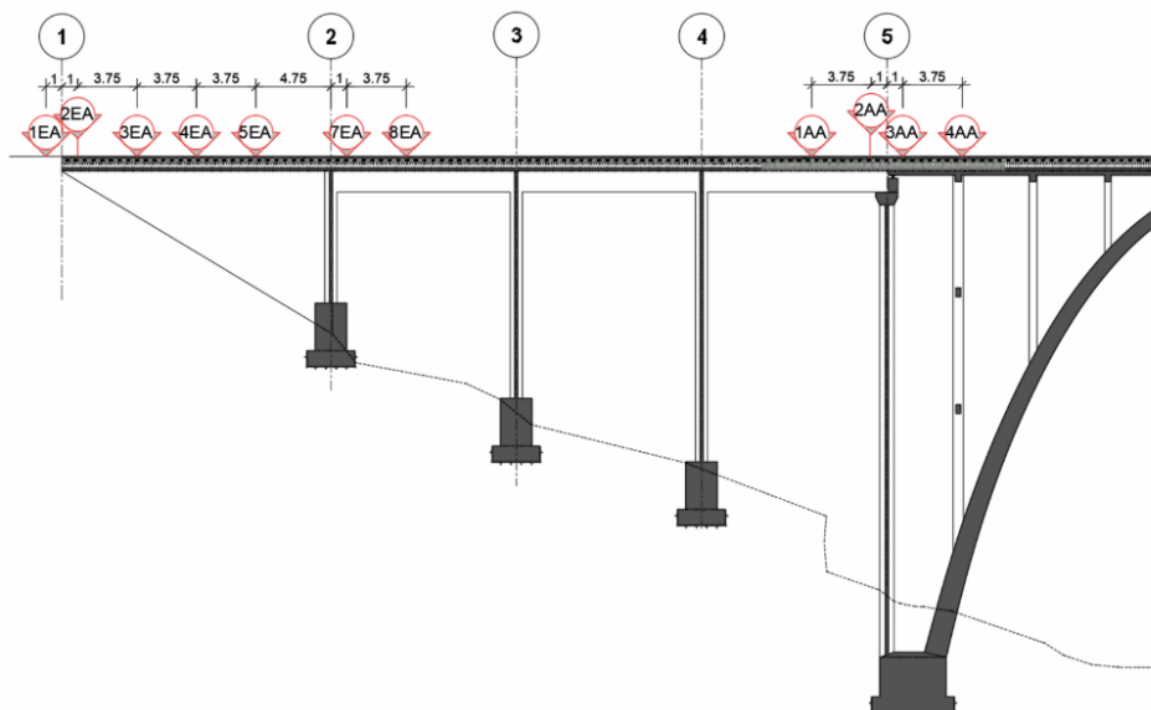
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

3.5.4 Ensaio de Amplificação da Resposta: Primeira campanha

Ainda na primeira campanha de ensaios da AMO, foram previstos ensaios para avaliar a amplificação da resposta na transição entre a via permanente e os encontros A e B da ponte, onde foram coletadas medições dinâmicas ao longo do tabuleiro (sentido crescente dos eixos, Figura 28) e (sentido decrescente dos eixos, Figura 29), durante a passagem de composições.

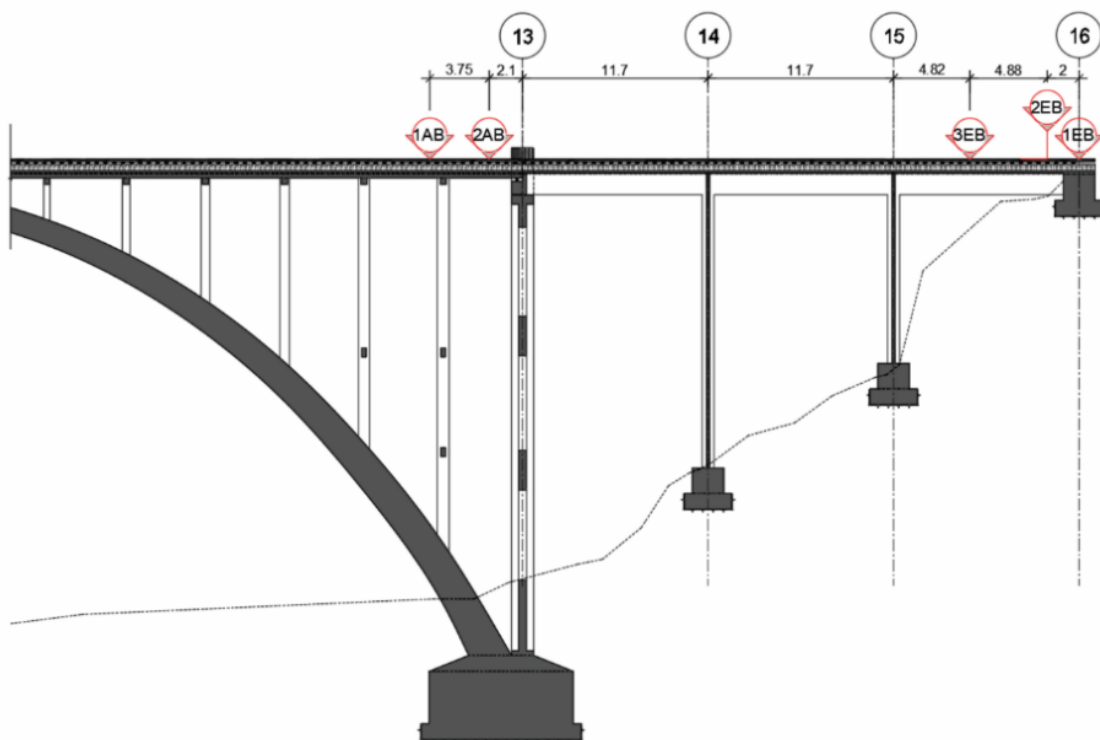
Foram empregados os mesmos equipamentos da seguinte forma: No Encontro A o primeiro equipamento permaneceu fixo sobre o ponto 4EA, enquanto o segundo percorreu 11 pontos ao longo do estrado. No Encontro B o primeiro equipamento permaneceu fixo sobre o ponto 3EB, enquanto o segundo percorreu 5 pontos sobre o lastro. Estes pontos fixos foram definidos por apresentarem os maiores deslocamentos verticais na análise numérica previamente realizada. A Tabela 4 e 5 apresentam detalhes da configuração do ensaio realizado.

Figura 28 – Localização – Ensaio de coeficiente de amplificação – EA.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 29 – Localização – Ensaio de coeficiente de amplificação – EB.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Tabela 4 – Ensaio de Amplificação da Resposta – Encontro A.

Medição	Campanha				Aquisição (Hz)
	Fixo		Móvel		
1	4	EA	1	EA	100
2	4	EA	2	EA	100
3	4	EA	3	EA	100
4	4	EA	4	EA	100
5	4	EA	5	EA	100
6	4	EA	7	EA	100
7	4	EA	8	EA	100
8	4	EA	1	AA	100
9	4	EA	2	AA	100
10	4	EA	3	AA	100
11	4	EA	4	AA	100

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Tabela 5 – Ensaio de Amplificação da Resposta – (Antes do reparo).

Medição	Campanha				Aquisição (Hz)
	Fixo		Móvel		
1	3	EB	1	EB	100
2	3	EB	2	EB	100
3	3	EB	3	EB	100
4	3	EB	1	AB	100
5	3	EB	2	AB	100

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

As medições dinâmicas foram avaliadas pelas amplitudes observadas para cada ponto em tabelas no Excel.

3.5.5 Ensaio de Amplificação da Resposta: Segunda campanha

Após a recuperação do Encontro B foi realizada a segunda campanha de ensaios nos pontos onde foram realizados a primeira campanha. Os detalhes das medições realizadas se encontram na Tabela 6.

Tabela 6 – Ensaio de Amplificação da Resposta – (Depois do reparo).

Medição	Campanha				Aquisição (Hz)
	Fixo		Móvel		
1	3	EB	1	EB	100
2	3	EB	2	EB	100
3	3	EB	3	EB	100
4	3	EB	1	AB	100
5	3	EB	2	AB	100

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

4 RESULTADOS

O presente capítulo apresenta os principais resultados obtidos com o processamento do modelo numérico e das duas campanhas de ensaios dinâmicos empregados. Ao final serão apresentados os resultados finais do modelo calibrado a partir das frequências naturais obtidas.

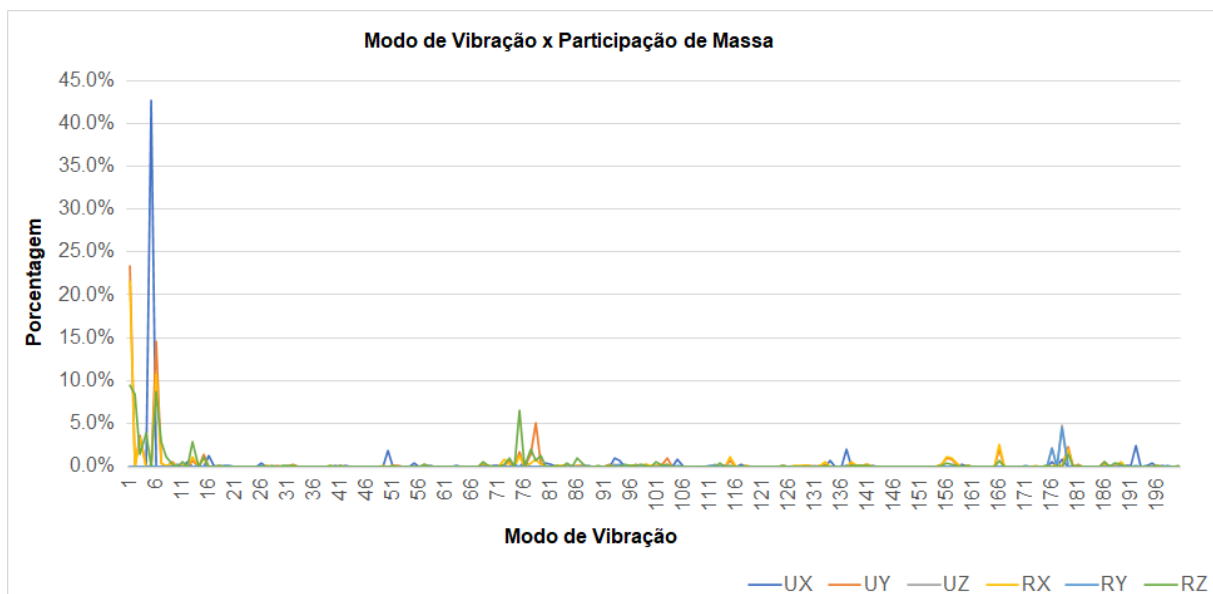
4.1 RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO INICIAL

O modelo numérico inicial foi processado para extração de 900 modos de vibração e frequências numéricas pelo método de autovalores e autovetores. O modelo foi utilizado no tratamento dos dados e na obtenção dos parâmetros experimentais.

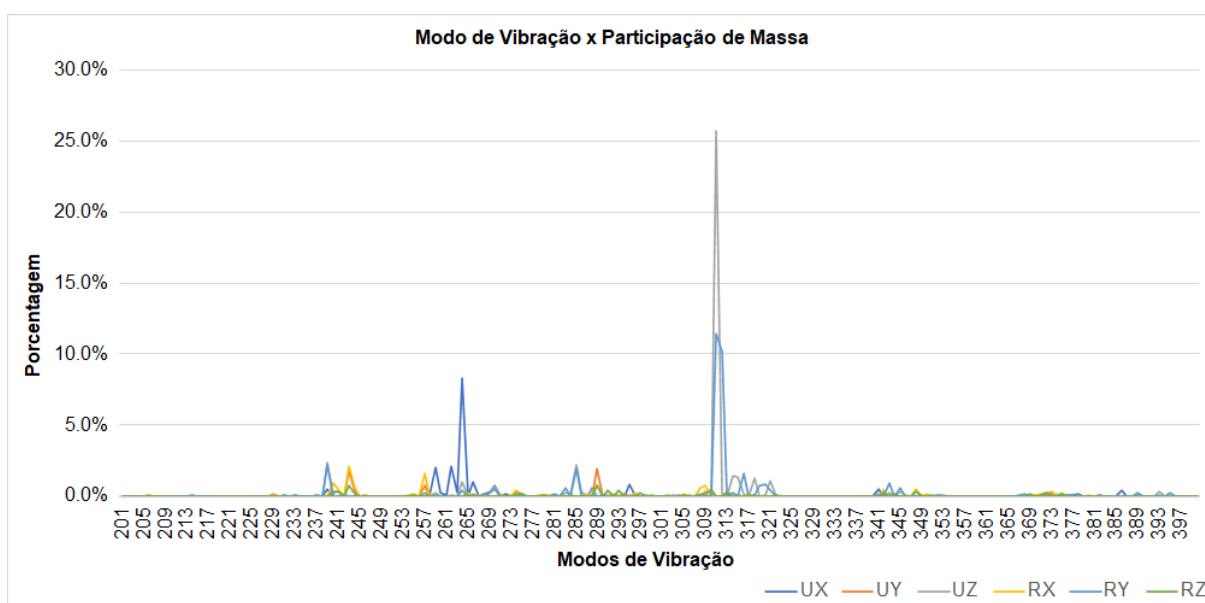
A análise dos modos extraídos observou o alcance de 90% de participação de massa nas direções principais, dos quais foram selecionados 25 modos associados a frequências numéricas para realizar os trabalhos. Os 20 primeiros correspondem aos mesmos extraídos em sequência do modelo numérico, enquanto os 5 demais foram selecionados por possuírem participação em massa maior que 5%, seguindo os critérios do Eurocode 8 (STANDARD, 2005). Embora aplicado a edifícios sob ações sísmicas, o critério foi aplicado neste trabalho por falta de normativas ou recomendações específicas.

A escolha dos 20 primeiros modos, ainda que 16 deles não possuam participação em massa maior que 5%, auxiliam na compreensão do comportamento dinâmico da ponte e na análise estatística que será desenvolvida, compreendendo os modos de vibração transversais, longitudinais e os primeiros modos de flexão vertical.

As Figuras 30 e 31 apresentam a distribuição de porcentagem de participação de massa em função dos modos de vibração de 1 a 200 e 201 a 400, respectivamente. Nas Figuras, UX, UY e UZ corresponde às translações e RX, RY e RZ às rotações em torno dos eixos X (longitudinal), Y (transversal) e Z (vertical) do modelo numérico. O último modo numérico com participação de massa maior que 5% corresponde ao Modo 312.

Figura 30 – Porcentagem de participação em massa – Modos 1 a 200.

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 31 – Porcentagem de participação em massa – Modos 201 a 400.

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A Tabela 7 apresenta os 25 parâmetros numéricos em que os modos em **negrito** possuem participação em massa maior que 5%. A distinção do modo a partir de sua descrição se faz necessária, pois como visto em 2.2.1, esses dependem de certos parâmetros que alternados na calibração podem alterná-los de posição ou mesmo fundi-los a outros modos de vibração. Demais modos podem ser consultados nas Figuras 32 a 37 e no Apêndice B.

Tabela 7 – Parâmetros modais numéricos iniciais

Modo	Frequência (Hz)	Descrição
Modo 1	0,552	1ª Flexão Trans. E1 ao E12
Modo 2	0,583	2ª Flexão Trans. E1 ao E12
Modo 3	0,644	3ª Flexão Trans. E1 ao E12
Modo 4	0,735	4ª Flexão Trans. E1 ao E12
Modo 5	0,814	1ª Translação Long. dos arcos
Modo 6	0,830	5ª Flexão Trans. E1 ao E16
Modo 7	0,850	6ª Flexão Trans. E1 ao E16
Modo 8	0,982	7ª Flexão Trans. E1 ao E16
Modo 9	1,130	8ª Flexão Trans. E1 ao E16
Modo 10	1,307	2ª Translação Long. dos arcos
Modo 11	1,312	9ª Flexão Trans. E1 ao E16
Modo 12	1,322	Flexão Long. da Parede do E5
Modo 13	1,430	10ª Flexão Trans. E4 ao E16
Modo 14	1,597	1ª Flexão Vert. Do AP
Modo 15	1,660	11ª Flexão Trans. E4 ao E16
Modo 16	1,770	1ª Flexão Long. Paredes E12 e 13
Modo 17	1,781	2ª Flexão Long. Paredes E12 e 13
Modo 18	1,933	12ª Flexão Trans. E1 ao E16
Modo 19	1,993	1ª Flexão Vert. dos AS E5 a E12
Modo 20	1,994	2ª Flexão Vert. dos AS E5 a E12
Modo 75	3,970	Flexão transversal acentuada no EA
Modo 78	4,163	Flexão transversal com torção
Modo 264	10,265	Flexão vertical do tabuleiro do AP
Modo 311	13,138	Flexão vertical do tabuleiro dos AS e Pilar E3
Modo 312	13,189	Flexão vertical do tabuleiro dos AS e Pilares

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Onde:

EA – Encontro A;

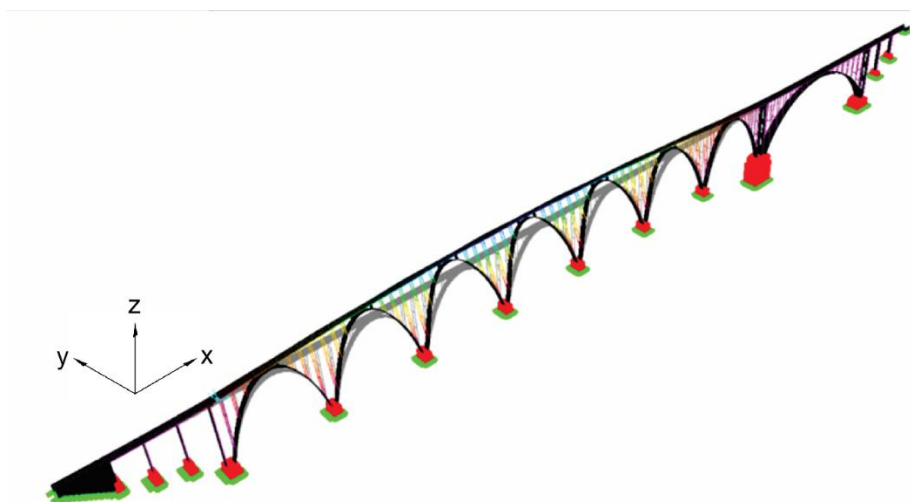
EB – Encontro B;

AS – Arcos Secundários;

AP – Arco Principal;

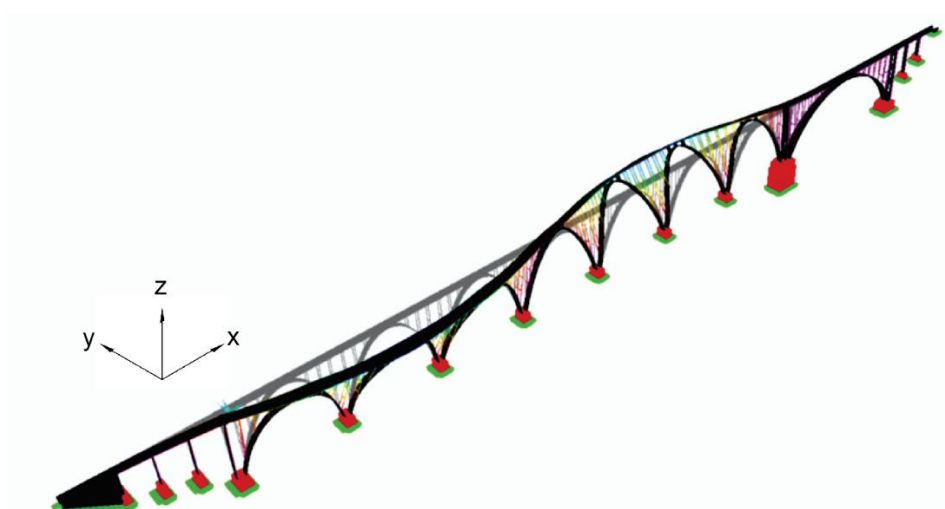
E(n) – Eixo Correspondente da ponte.

Figura 32 – Modo 1 – $f = 0,552$ Hz.



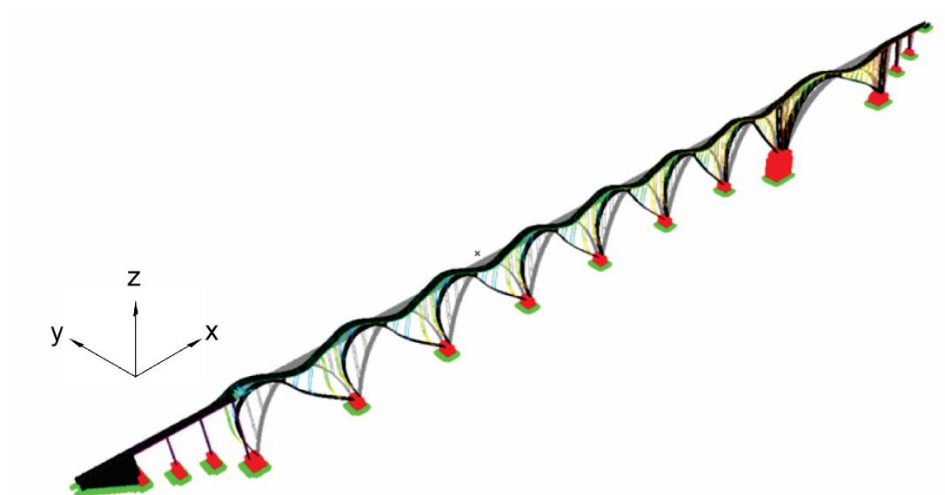
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 33 – Modo 2 – $f = 0,583$ Hz.



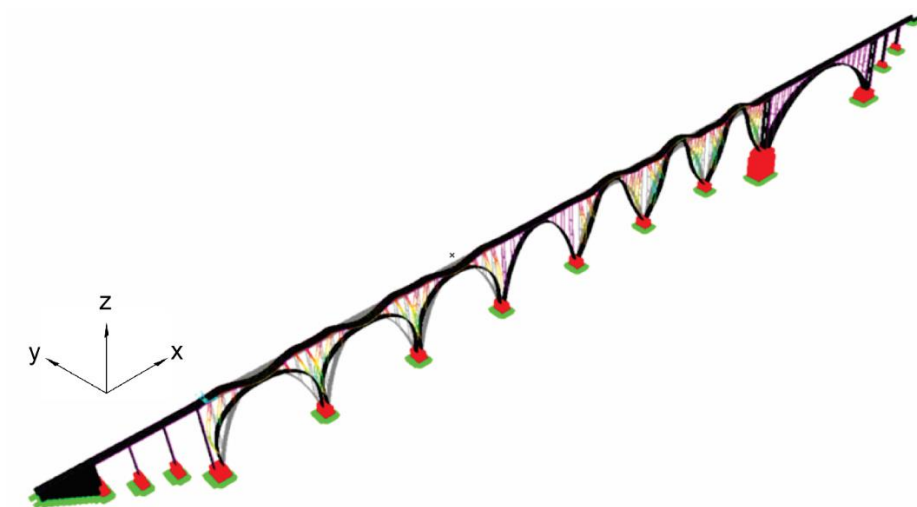
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 34 – Modo 5 – $f = 0,814$ Hz



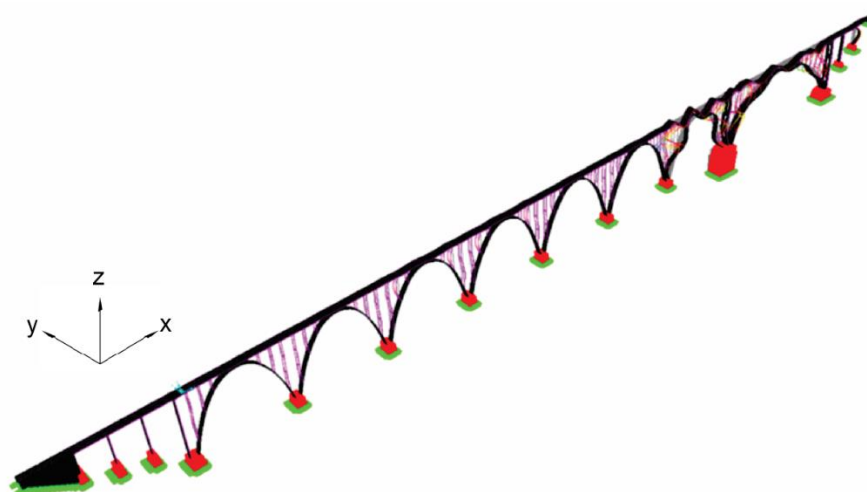
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 35 – Modo 20 – $f = 1,994$ Hz



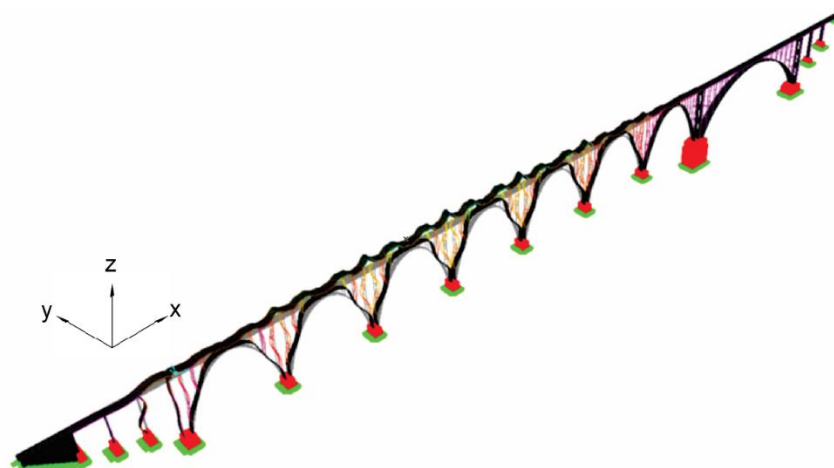
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 36 – Modo 264 – $f = 10,265$ Hz



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 37 – Modo 311 – $f = 13,138$ Hz



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

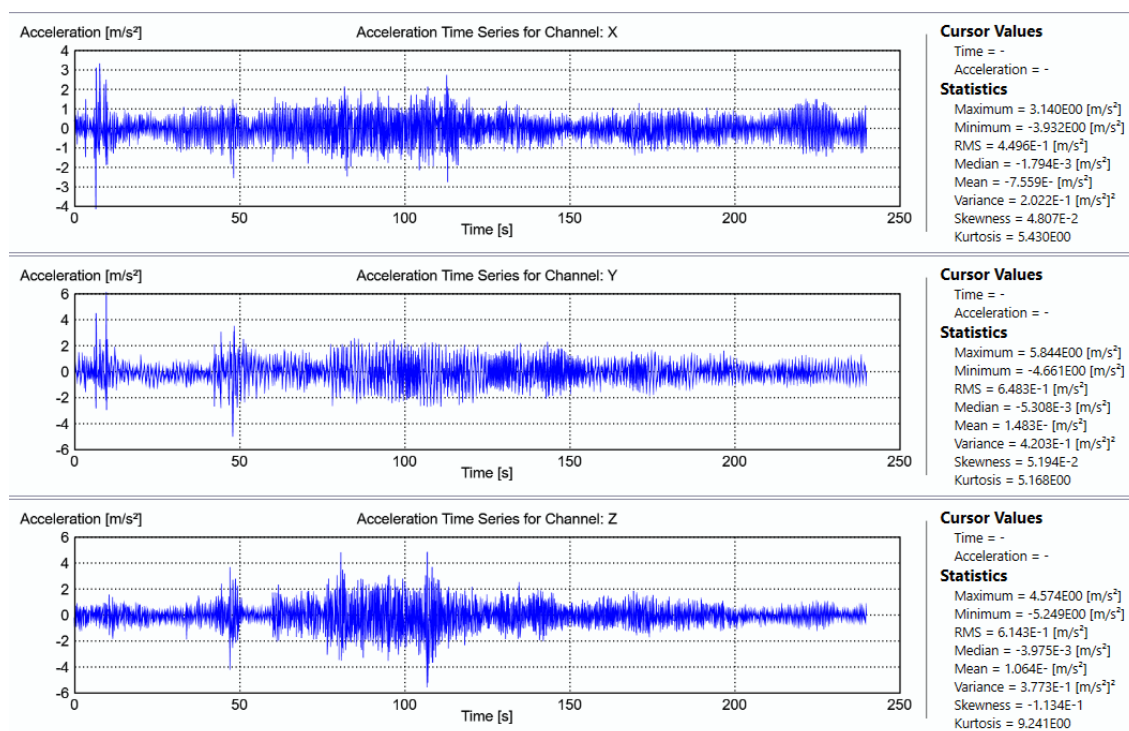
4.2 AMO: PROCESSAMENTO E PARÂMETROS EXPERIMENTAIS

4.2.1 AMO: Processamento dos dados

Para realizar o processamento buscou-se por *Time Histories* uniformes para que os parâmetros modais fossem extraídos sem distorções, já que se confirmou em processamentos prévios que alterações bruscas e deformidades nas respostas se caracterizam como ruídos que podem afetar os resultados.

Desta forma, as vibrações captadas pelos sismógrafos foram visualmente selecionadas para que fossem eliminados quaisquer ruídos causados pela passagem da locomotiva, falhas nos equipamentos durante as medições, deslocamentos no estrado durante o ensaio, dentre outras excepcionalidades. A Figura 38 apresenta modelo de *Time History* inserido no software de processamento ARTeMIS.

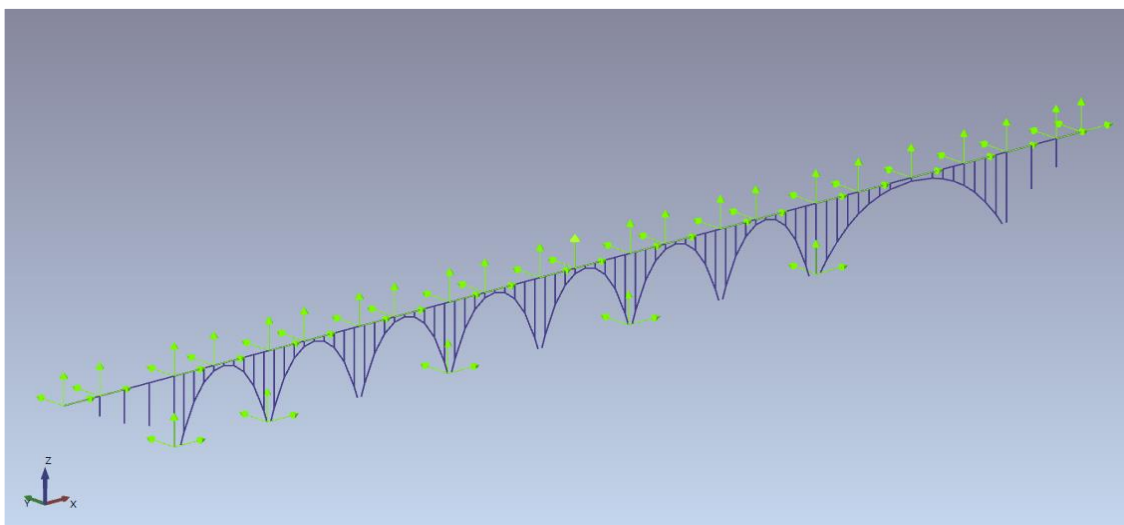
Figura 38 – Time History – R09-S08 – ARTeMIS Pro 6.0.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

As medições selecionadas foram convertidas em arquivos binários através de Scripts desenvolvidos por Martins (2016) para que fossem processadas no software ARTeMIS Modal Pro 6.0. A geometria apresentada na Figura 39 foi construída em barras e nós no software com as dimensões da obra inseridas por coordenadas da estrutura, onde cada nó recebeu as respectivas medições.

Figura 39 – Distribuição dos pontos ao longo da ponte – ARTeMIS Pro 6.0.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Durante os processamentos foram consideradas alternativas de parâmetros relacionados aos dados como resolução, normalização, agrupamento, filtragem e decimação dos sinais, identificação automática de picos, dentre outros. Inicialmente, os 28 pontos foram processados individualmente com detecção automática de picos e intervalo de frequências de 0 a 16 Hz e resolução do espectro com 1024 linhas.

Foram gerados ao todo 750 picos de frequência entre 0,03 Hz a 15,98 Hz. Os resultados foram exportados para o Excel para tratamento e análise estatística. Também foram realizados processamentos considerando a resolução de 512 linhas para intervalos de frequência variando de 0 a 25,00 Hz, 16,66 Hz, 8,33 Hz e 5,33 Hz. Todos os resultados obtidos foram exportados para o Excel para compor a análise e tratamento estatísticos.

4.2.2 AMO: Estimativa da primeira frequência

Para definir a frequência fundamental criou-se dois intervalos de análise estatística a partir da amplitude observada no modo de vibração numérico. A premissa baseou-se em aplicar a Moda, Média, Intervalo de Confiança e teste p nos resultados de 0,30 a 0,90 Hz entre os eixos 1 e 12 (Arcos Secundários) e entre os eixos 1 ao 16, em toda ponte.

Os dois intervalos definidos objetivaram confirmar se o primeiro modo se tratava de um modo global ou atuante apenas nos arcos secundários, já que as amplitudes não se mostraram acentuadas entre os eixos 13 e 16 da ponte no modelo numérico.

Para frequência fundamental adotou-se aquele resultado onde o valor mais recorrente correspondeu a média, observando ainda se o valor obtido se enquadrava na maioria dos intervalos de confiança estimados.

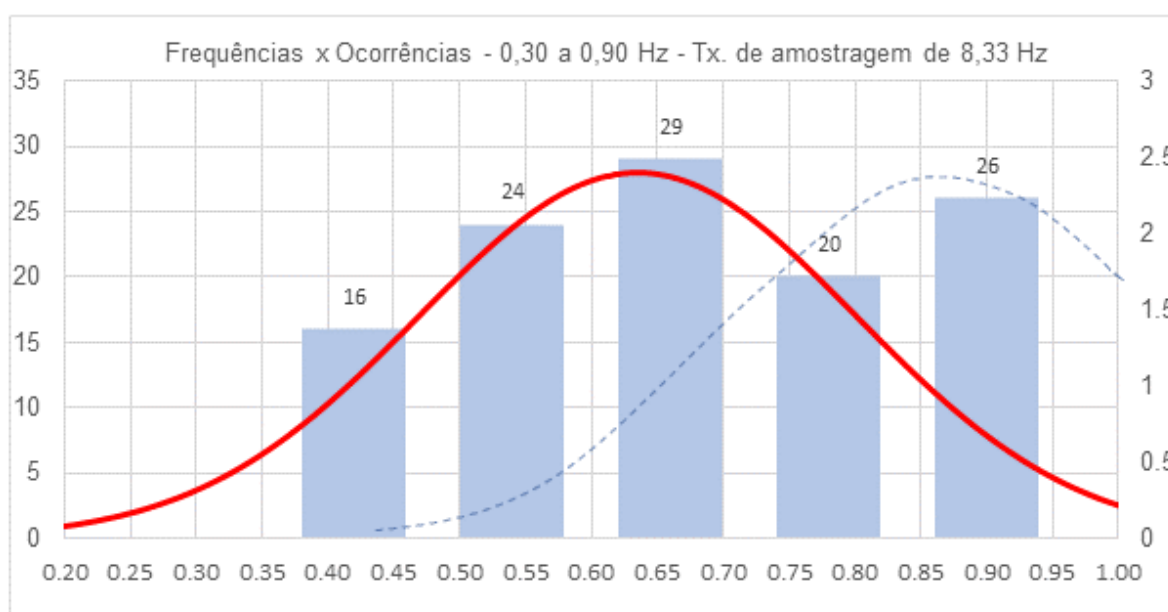
A Tabela 8 apresenta os resultados da análise para obtenção da primeira frequência, enquanto a Figura 40 mostra a distribuição de Gauss em vermelho para o resultado adotado em negrito na tabela. À frente da frequência adotada, observa-se em azul pontilhada a formação de outra distribuição de Gauss para frequência em torno de 0,928 Hz.

Tabela 8 – Resultados estatísticos – Faixa 0,3 a 0,90 Hz

Referência Faixa	Resolução	Tx. amostragem (após decimação) (Hz)	Nº Amostra	Moda (Hz)	Média (Hz)	Intervalo de Confiança (Hz)
Eixo 1 a 12	1024	16,66	45	0,650	0,650	0,600 – 0,700
Eixo 1 a 12	512	25,00	37	0,732	0,586	0,530 – 0,642
Eixo 1 a 12	512	16,66	50	0,586	0,586	0,538 – 0,634
Eixo 1 a 12	512	8,33	114	0,635	0,635	0,604 – 0,666
Eixo 1 a 12	512	5,33	112	0,629	0,618	0,585 – 0,651
Eixo 1 a 16	512	25,00	59	0,732	0,635	0,589 – 0,681
Eixo 1 a 16	512	16,66	88	0,586	0,586	0,550 – 0,622
Eixo 1 a 16	512	8,33	178	0,732	0,635	0,610 – 0,660
Eixo 1 a 16	512	5,33	275	0,629	0,608	0,587 – 0,629

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 40 – Distribuição de Gauss – Primeira frequência natural.



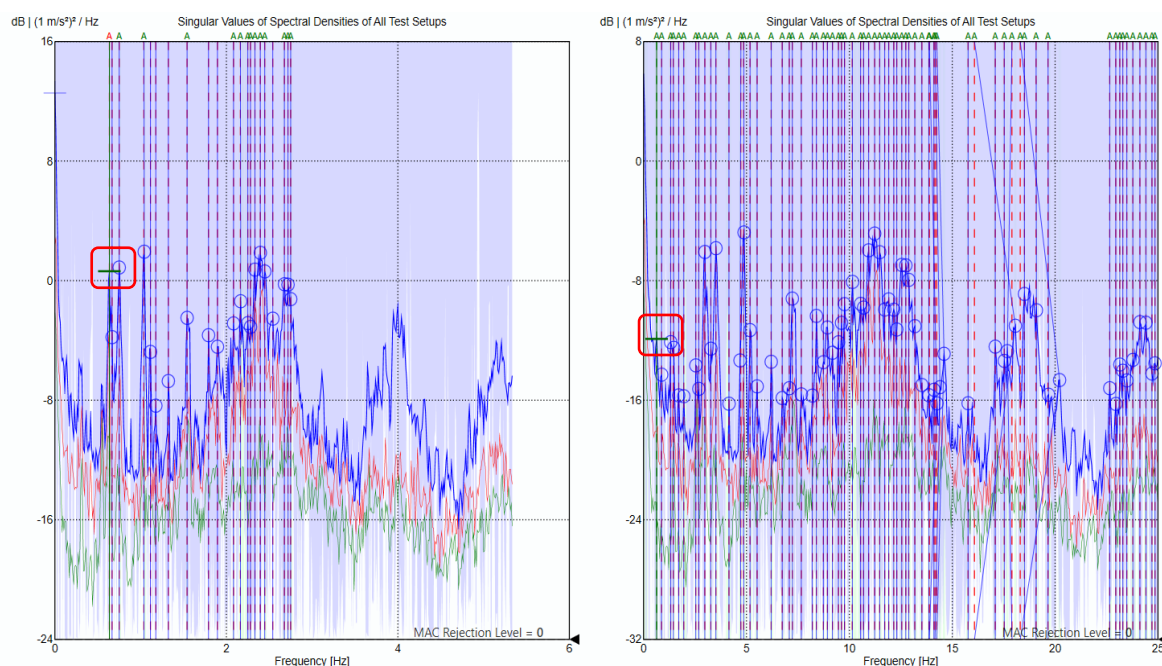
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Previamente testados no modelo numérico, resultados inferiores a 0,30 Hz ou superiores a 0,90 Hz demandaria módulos de elasticidade ou ajustes de altura dos pilares pouco prováveis. A distribuição normal e teste p indicam 97,55% de probabilidade de a frequência fundamental estar acima do limite inferior de 0,604 do intervalo de confiança, indicando como adequada o tamanho da amostra tomada e a moda e média de 0,635 Hz para a primeira frequência natural.

O teste p foi aplicado a esquerda da curva de Gauss, onde entende-se que antes da primeira frequência não há valores significativos, enquanto a direita há o segundo modo principal de flexão transversal de 0,673 Hz, cuja diferença numérica entre a frequência de 0,635 Hz é de apenas 5,6%. A segunda frequência de 0,673 Hz lançada no teste p indica que 0,635 Hz deve ser adotada como frequência fundamental.

Para a amostra entre 0,30 e 0,90 Hz e taxa de amostragem de 8,33 Hz, a curva se encaixa em dois outros valores recorrentes de frequência natural ao se alternar os incrementos. Entretanto, os resultados de 0,423 e 0,732 Hz não foram tomados como primeira frequência por estarem ligados a rigidez pouco provável para estrutura. A frequência de 0,635 Hz é um pico de ressonância visualizado nos processamentos de diversos pontos e coerente com os demais resultados estatísticos obtidos. A Figura 41 apresenta o processamento que identificou a frequência fundamental para taxa de amostragem após decimação de 5.33 e 25 Hz.

Figura 41 – R17-S16 – Taxa de amostragem 5.33 - 25 Hz.



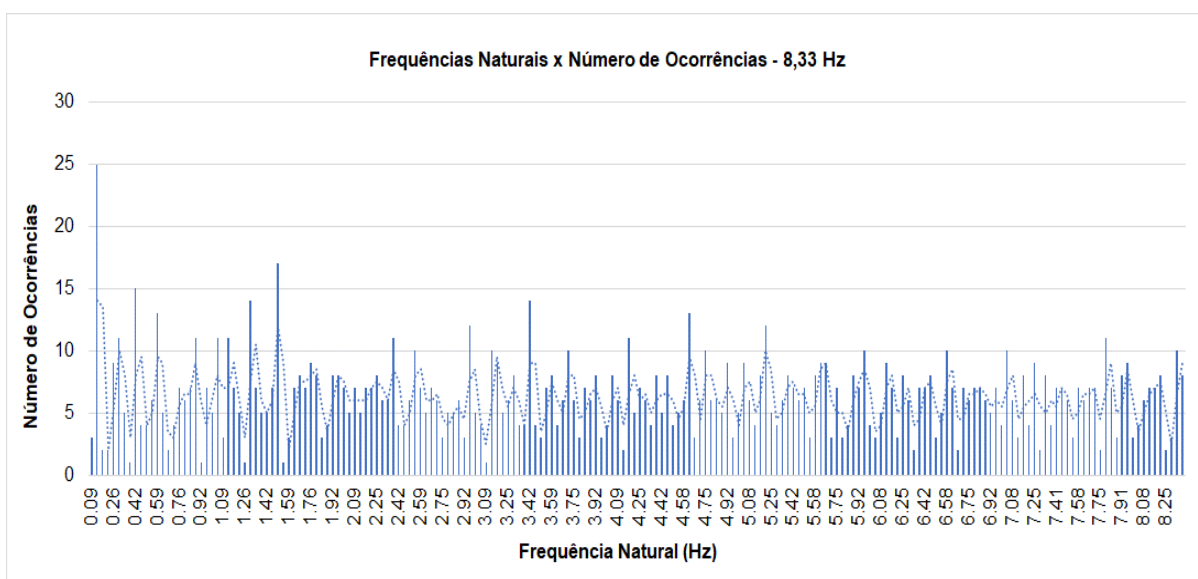
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

4.2.3 AMO: Parâmetros modais da primeira campanha

As demais frequências experimentais foram identificadas a partir da primeira frequência experimental determinada na seção anterior. Inicialmente foram criadas frequências estimadas, resultado da multiplicação da respectiva frequência numérica pela relação entre primeira frequência experimental e numérica.

Ainda que não haja relação linear entre elas, a proximidade entre frequências e outras características da obra permitem que estas frequências estimadas trabalhem como domínios em torno dos quais se buscou o valor mais recorrente para ser adotado como frequência experimental. Gráficos semelhantes ao da Figura 42 foram utilizados para verificar se os resultados selecionados estavam próximos da média de frequências recorrentes.

Figura 42 – Freq. naturais x Ocorrências – Tx. de amostragem 8.33 Hz.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A Tabela 9 apresenta a frequência estimada, a frequência experimental e os amortecimentos obtidos pelo processamento a partir de frequências associadas aos modos numéricos. O processamento isolado por vezes identificava a frequência e não estimava o amortecimento. O valor adotado para este parâmetro corresponde a aqueles observados na respectiva frequência de algum dos 28 pontos isolados.

Tabela 9 – Frequências estimadas, experimentais e amortecimentos

Identificação	Frequência Estimada (Hz)	Frequência Experimental (Hz)	Amortecimento %
f 1	0,635	0,635	0,884
f 2	0,671	0,673	1,359
f 3	0,740	0,738	1,754
f 4	0,846	0,846	1,540
f 5	0,936	0,928	0,429
f 6	0,955	0,955	1,156
f 7	0,978	0,977	0,955
f 8	1,129	1,128	0,525
f 9	1,300	1,302	1,558
f 10	1,504	1,514	2,212
f 11	1,510	1,519	3,006
f 12	1,521	1,530	1,629
f 13	1,645	1,644	1,130
f 14	1,837	1,838	0,455
f 15	1,909	1,904	4,480
f 16	2,037	2,040	6,150
f 17	2,048	2,050	1,359
f 18	2,224	2,224	0,198
f 19	2,292	2,294	2,950
f 20	2,294	2,295	0,196
f 75	4,567	4,525	6,076
f 78	4,790	4,785	0,703
f 264	11,809	11,832	1,029
f 311	15,114	15,038	0,228
f 312	15,172	15,136	0,241

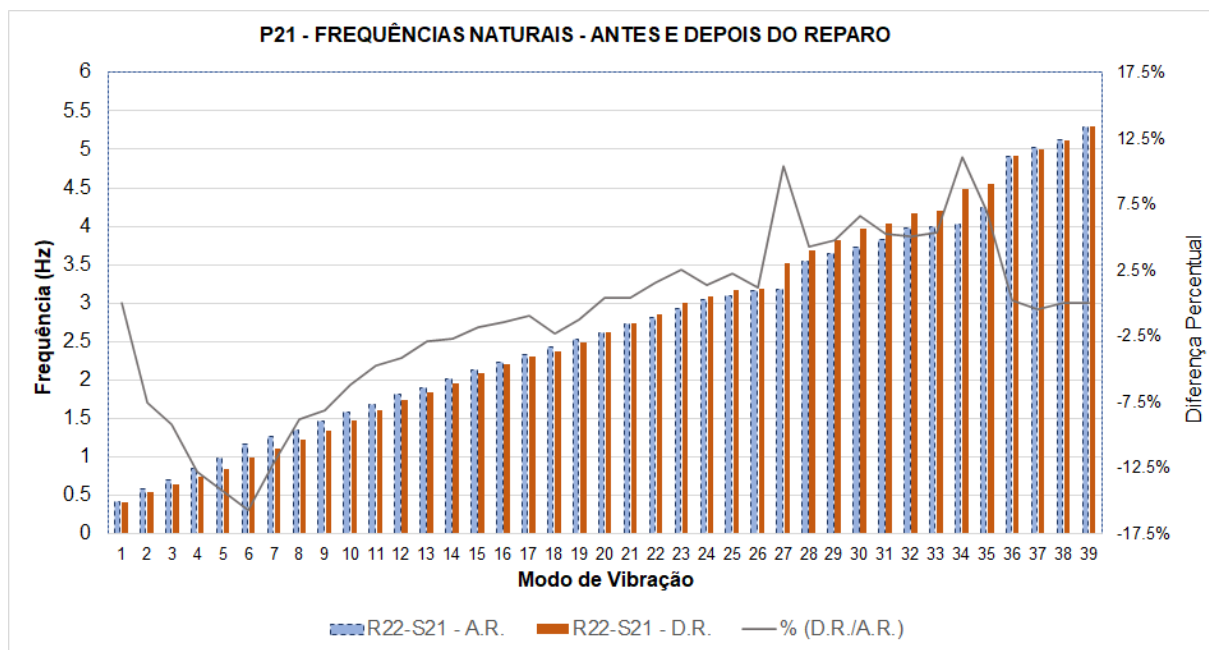
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

4.3 AMO: PARÂMETROS MODAIS DA SEGUNDA CAMPANHA

As medições realizadas isoladamente nos pontos 19 ao 23 antes e após o reparo do Encontro B foram processadas no software de análise modal ARTeMis com a Taxa de amostragem de 16,66 Hz e 5,5 Hz. Para realizar o comparativo entre campanhas, a Taxa de amostragem de 5,5 Hz é mais adequada e retorna frequências compatíveis em números de modos com as observadas no modelo numérico.

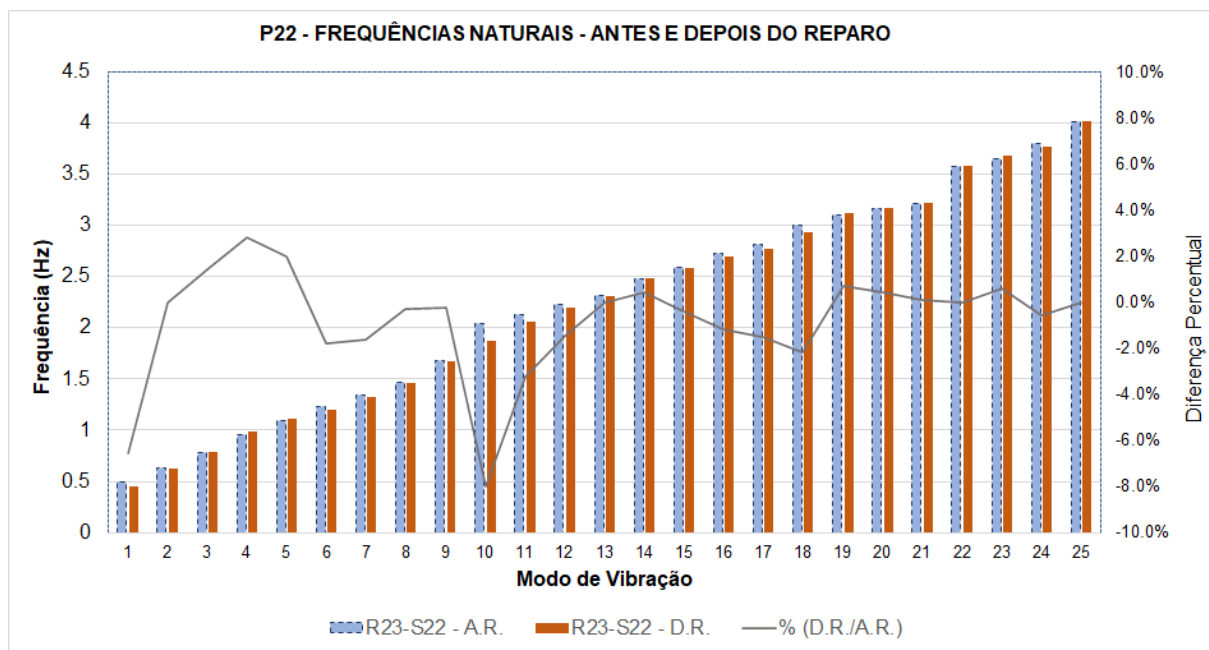
Ao se processar o ensaio dos 5 pontos, optou-se por realizar o comparativo entre os pontos P21, P22 e P23, já que os pontos P19 e P20 encontram-se distantes da região do reparo, além de retornarem números de frequências diferentes entre os processamentos entre campanhas, inviabilizando tratamentos para o comparativo. As Figuras 43 a 45 apresentam o comparativo de processamentos dos pontos P21, P22 e P23 antes e depois do reparo do Encontro, onde “AR”, “DR” e “DR/AR” são frequências Antes do Reparo, Depois do Reparo e a variação porcentual entre ambas.

Figura 43 – Comparativo de frequências naturais – P21



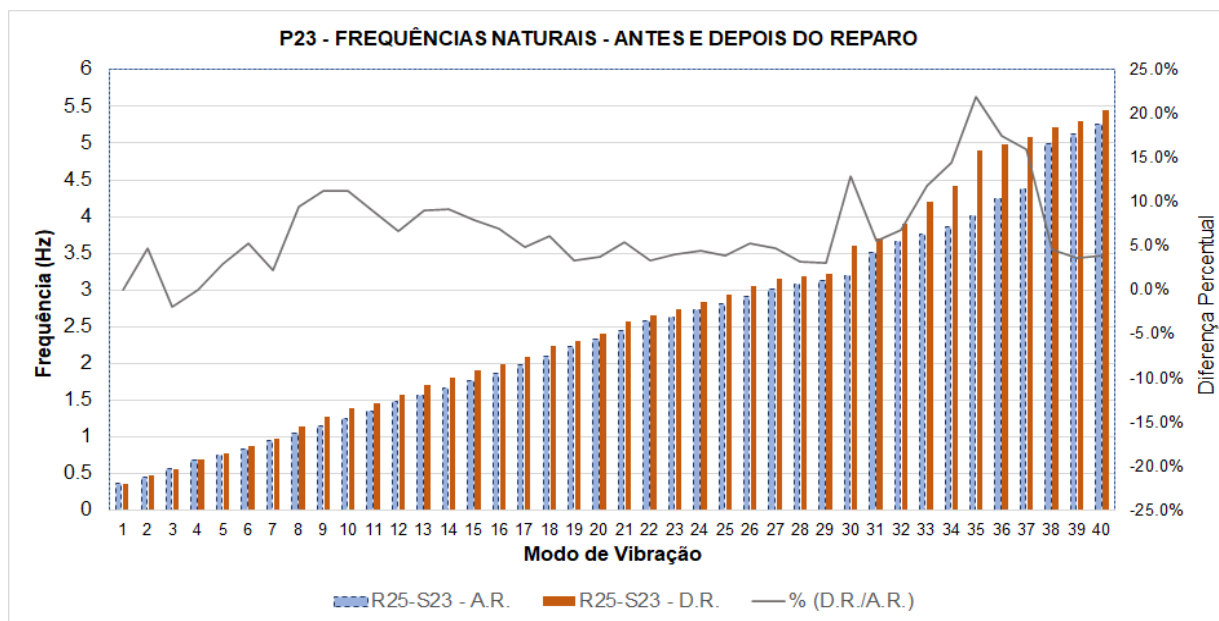
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 44 – Comparativo de frequências naturais – P22



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 45 – Comparativo de frequências naturais – P23



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

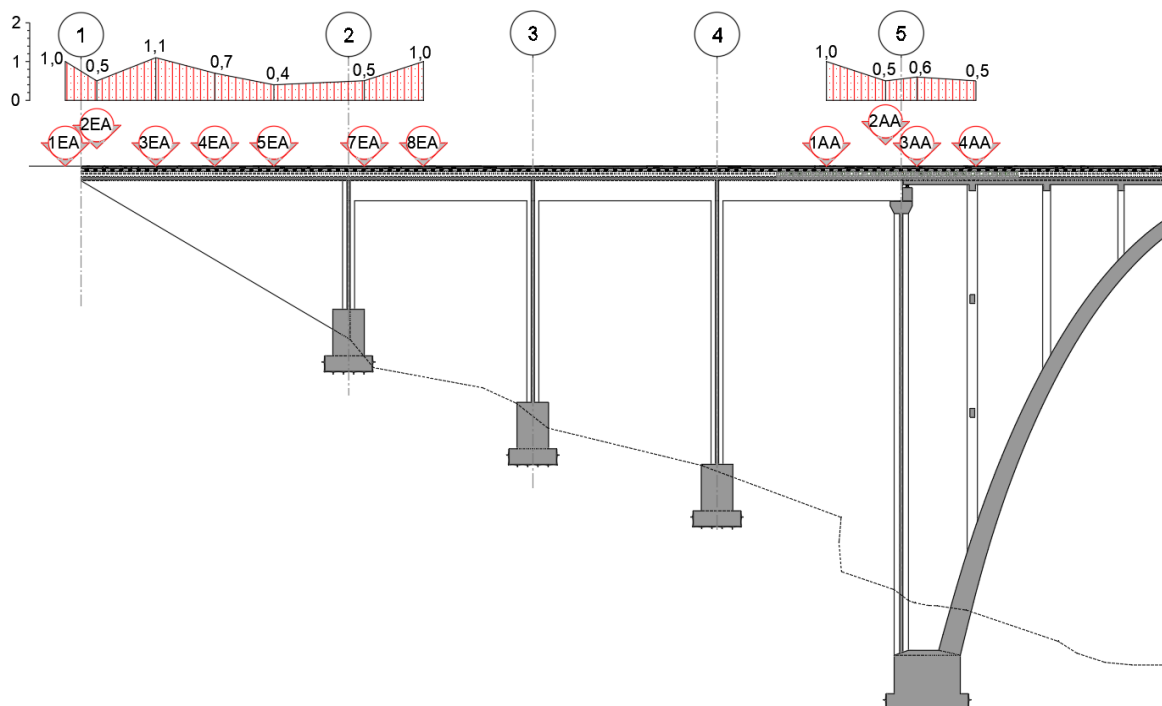
Os gráficos apresentados parearam alternativamente metade dos dados de frequências extraídos antes e após o reparo conforme a saída automática do software. Observou-se valores duplicados presentes tanto na primeira quanto na segunda campanha. O ponto P22 identificou número de frequências distintos entre campanhas e para realizar o comparativo foi necessário eliminar resultados que viabilizassem o pareamento. Foram conservados os picos mais representativos e as frequências de valores duplicados alinhadas entre si.

4.4 ENSAIO DE AMPLIFICAÇÃO DA RESPOSTA

Para obter os fatores de amplificação da resposta foram avaliadas as vibrações sucedidas por composições que apresentaram configurações variadas (número de vagões, pesos, etc...). A partir das medições de acelerações, obteve-se os deslocamentos com os quais se calculou os fatores de amplificação para as máximas amplitudes observadas.

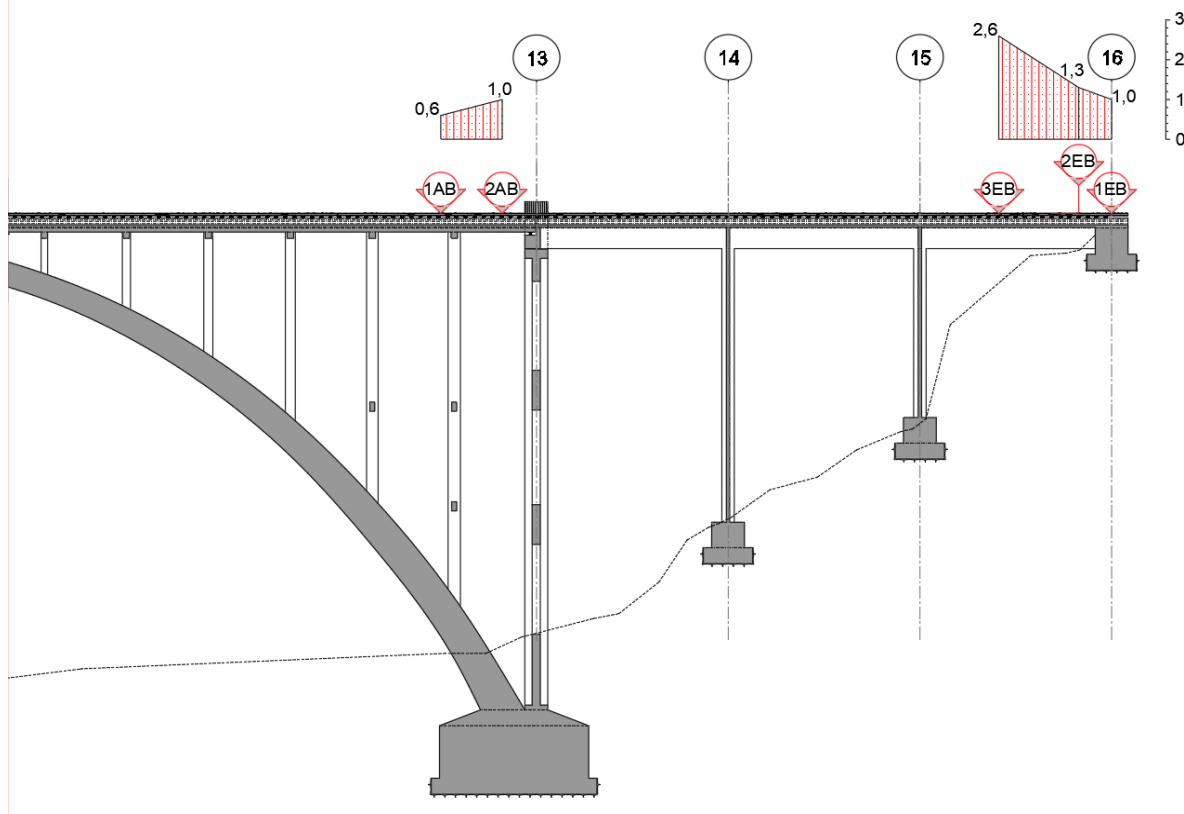
As análises foram realizadas em tabelas no Excel e os fatores obtidos para os equipamentos móveis foram normalizados aos registros do equipamento fixo. As Figuras 46 a 48 apresentam os valores dos coeficientes de amplificação sobre cada ponto de medição para o ensaio do Encontro A e B antes e após a recuperação do elemento estrutural. A Tabela 10 resume os valores encontrados para cada ponto de medição, etapa e distância em relação a junta da OAE (*offset*).

Figura 46 – Coeficientes de amplificação: Encontro A.



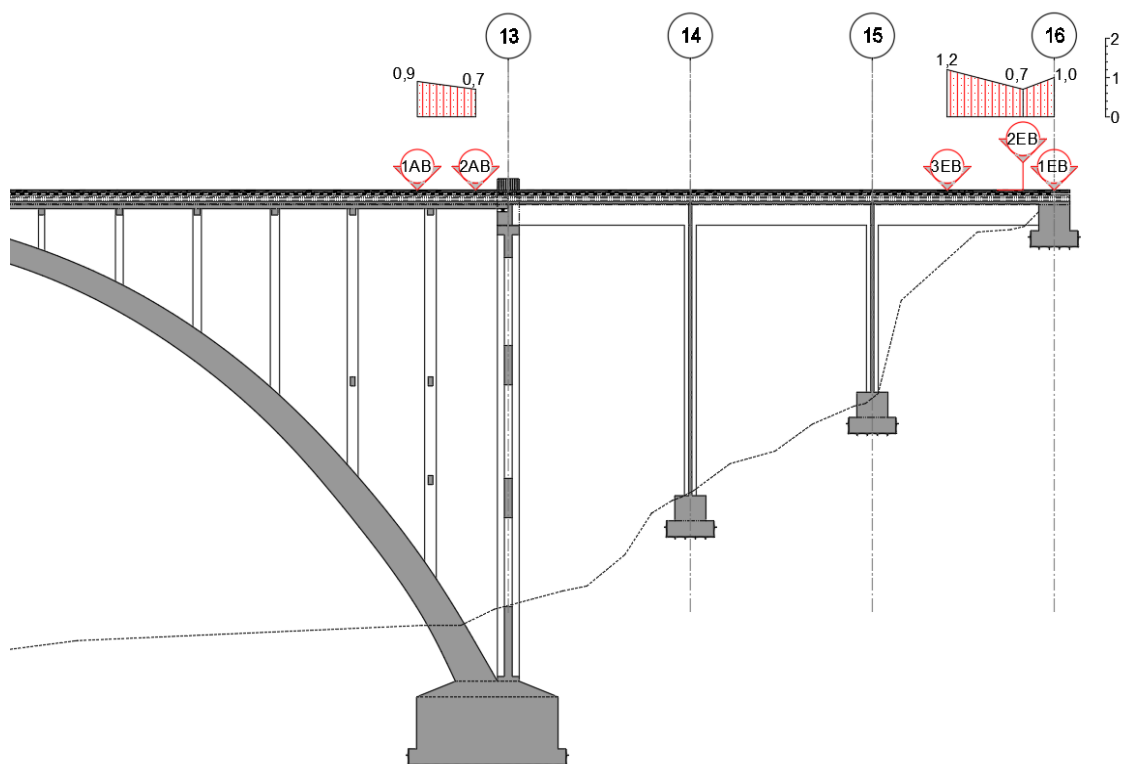
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 47 – Coeficientes de amplificação: Encontro B – Antes do reparo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 48 – Coeficientes de amplificação: Encontro B – Depois do reparo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Tabela 10 – Coeficientes de amplificação

Ponto	Offset	Fator	
		(Antes Reparo)	(Depois Reparo)
1EA	0.0	1.0	-
2EA	2.0	0.5	-
3EA	5.8	1.1	-
4EA	9.6	0.7	-
5EA	13.4	0.4	-
7EA	19.2	0.5	-
1AA	48.0	1.0	-
2AA	51.8	0.5	-
3AA	53.8	0.6	-
4AA	57.6	0.5	-
1EB	0	1.0	1.0
2EB	2.0	1.3	0.7
3EB	6.9	2.6	1.2
2AB	37.3	1.0	0.7
1AB	41.1	0.6	0.9

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

4.5 AMO: CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Avaliando a primeira frequência numérica e experimental obtidas nas seções anteriores, observa-se a necessidade de calibrar o modelo numérico para que seu comportamento modal se aproxime dos resultados experimentais. A calibração do modelo realizou interações manuais nas condições de apoio, tipo de conexão entre os elementos e nas propriedades dos materiais. Não se observou necessidade de alterar as espessuras das peças, já que a despeito dos danos pontuais observados, os elementos principais encontraram-se em boas condições de conservação.

Dentre diversas premissas, algumas capazes de calibrar a estrutura foram utilizadas e não obtiveram resultados satisfatórios: Utilizar módulos de elasticidade diferentes para cada componente, inserir ligações semirrígidas nos extremos dos pilares e modificar o coeficiente de Winkler sob as fundações diretas.

A primeira premissa quanto aos módulos de elasticidade se baseou nos itens 15.7.3 e 8.5.3.3.2 da NBR 6118: 2014 e NBR 7187:2021 (ABNT, 2014, 2021), que recomenda fatores de redução de rigidez de acordo com o elemento estrutural para uma análise considerando os efeitos da não linearidade do concreto de forma simplificada. Durante o processo, a primeira frequência era calibrada e outros valores recorrentes do processamento não eram mais observados no modelo numérico.

A segunda premissa de criar ligações semirrígidas nos extremos dos pilares fundamentou-se em modelos de cálculo simplificados comuns à época, além da manifestação patológica presente em algumas bases desses elementos. Além do surgimento de inúmeros modos locais de flambagem, observou-se distanciamento entre valores recorrentes experimentais em relação aos calibrados.

A última premissa elevou os coeficientes de Winkler sob as fundações diretas, uma vez que é fator relevante na magnitude das frequências naturais e é sempre cercado de incertezas, características inerentes dos materiais geotécnicos. Embora se consiga calibrar a primeira frequência com menor módulo de elasticidade, mais uma vez como nas demais interações evidenciou-se que as frequências calibradas se distanciavam das experimentais recorrentes ao se elevar esses parâmetros.

Desta forma, para calibrar o modelo numérico e reduzir o erro entre frequências numéricas e experimentais foi adotado módulo de elasticidade do concreto de 39,55 GPa para todos os componentes da Ponte – Superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura. O aumento de 34,06% leva a frequência fundamental numérica do

primeiro modo a 0,6351 Hz e não afasta os demais modos numéricos dos valores experimentais mais observados. A Tabela 11 apresenta os parâmetros iniciais e finais após a calibração.

Tabela 11 – Parâmetros modais numéricos calibrados

Referência	Freq. (Hz) Experimental	Freq. (Hz) Calibrada	Descrição
f 1	0.635	0.635	1ª Flexão Trans. E1 ao E12
f 2	0.673	0.671	2ª Flexão Trans. E1 ao E12
f 3	0.738	0.741	3ª Flexão Trans. E1 ao E12
f 4	0.846	0.847	4ª Flexão Trans. E1 ao E12
f 5	0.928	0.929	1ª Translação Long. dos arcos
f 6	0.955	0.952	5ª Flexão Trans. E1 ao E16
f 7	0.977	0.980	6ª Flexão Trans. E1 ao E16
f 8	1.128	1.132	7ª Flexão Trans. E1 ao E16
f 9	1.302	1.304	8ª Flexão Trans. E1 ao E16
f 10	1.514	1.507	2ª Translação Long. dos arcos
f 11	1.519	1.516	9ª Flexão Trans. E1 ao E16
f 12	1.530	1.530	Flexão Long. da Parede do E5
f 13	1.644	1.646	10ª Flexão Trans. E4 ao E16
f 14	1.838	1.849	1ª Flexão Vert. Do AP
f 15	1.904	1.915	11ª Flexão Trans. E4 ao E16
f 16	2.040	2.049	1ª Flexão Long. Paredes E12 e 13
f 17	2.050	2.061	2ª Flexão Long. Paredes E12 e 13
f 18	2.224	2.234	12ª Flexão Trans. E1 ao E16
f 19	2.294	2.307	1ª Flexão Vert. dos AS E5 a E12
f 20	2.295	2.309	2ª Flexão Vert. dos AS E5 a E12
f75 / f 74	4.525	4.523	Flexão transversal acentuada no EA
f 78	4.785	4.788	Flexão transversal com torção
f 264	11.832	11.795	Flexão vertical do tabuleiro do AP
f 311	15.038	15.050	Flexão vertical do tabuleiro dos AS e Pilar E3
f 312	15.136	15.122	Flexão vertical do tabuleiro dos AS e Pilares

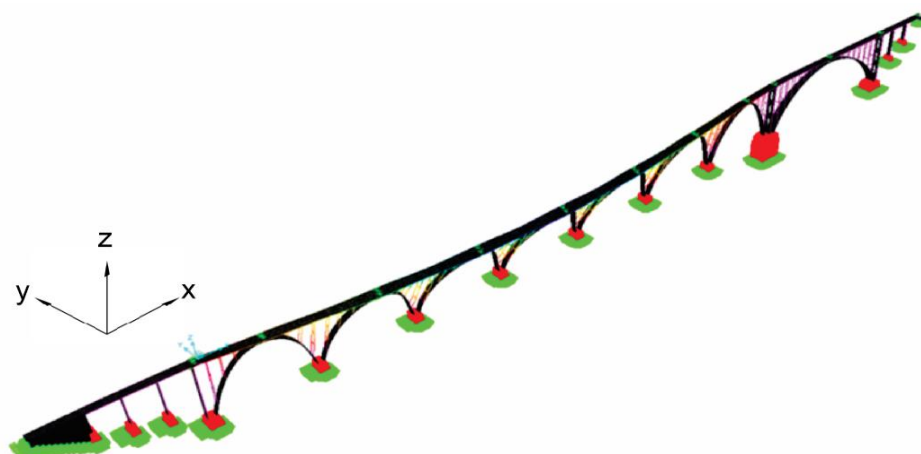
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Após o processamento observou-se que o Modo 75 do modelo numérico inicial, antes com participação de massa de 6,46%, se tornou o Modo 74 do modelo calibrado com participação em massa reduzida para 4,38%. Os modos calibrados da tabela seguem nas Figuras 49 a 54 e os demais podem ser visualizados no Apêndice C.

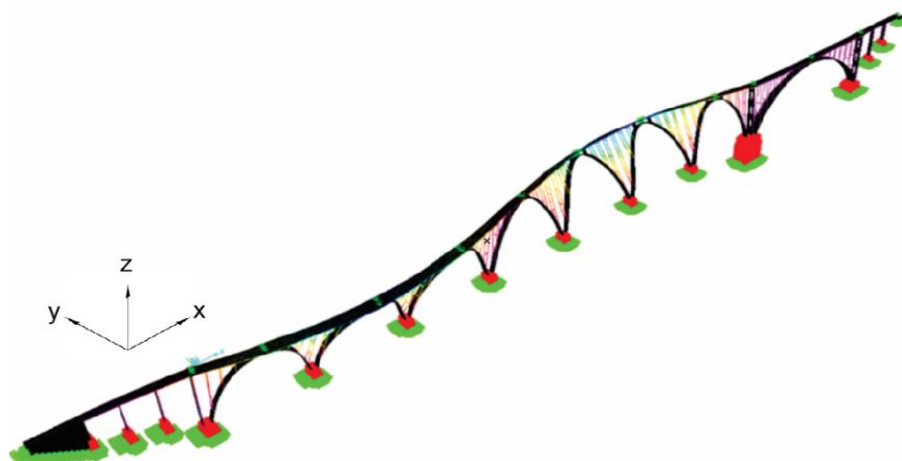
Tabela 12 – Propriedades do modelo numérico calibrado

Parâmetro	Inicial
Módulo de Elasticidade do Concreto E_c	39,55 GPa
Densidade do concreto (ρ)	24 kN/m ³
Módulo de Elasticidade do Aço CA-24	210 GPa
Densidade do aço (ρ)	76,97 kN/m ³
Lastro de Brita (Densidade 16 kN/m ³) – 35 cm	54,0 kN/m ²
Coef.de Winkler Vertical	300.000 kN/m ³
Coef.de Winkler Horizontal	30.000 kN/m ³
% Massa do Lastro	100%
Massa dos Trilhos TR 57	0,68 kN/m
Coef.de engastamento dos Pilares	100%
Dimensões das peças	Conforme cadastro

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

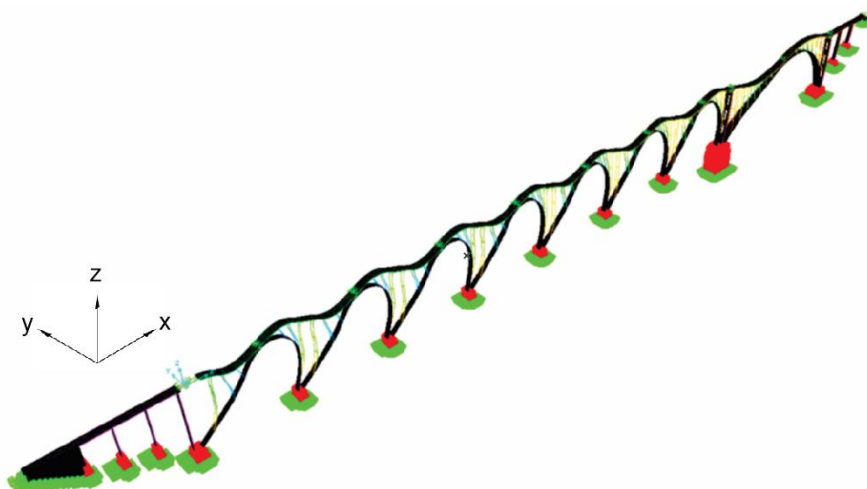
Figura 49 – Modo 1 – $f = 0,635$ Hz.

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 50 – Modo 2 – $f = 0,671$ Hz.

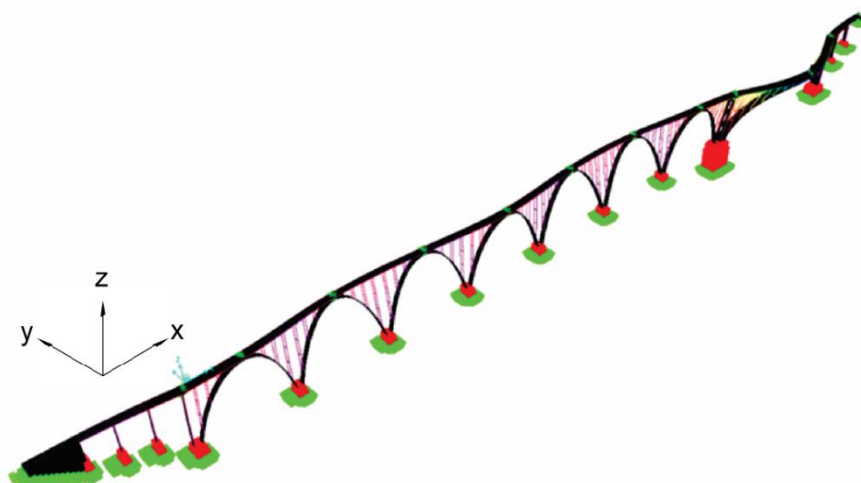
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 51 – Modo 5 – $f = 0,929$ Hz



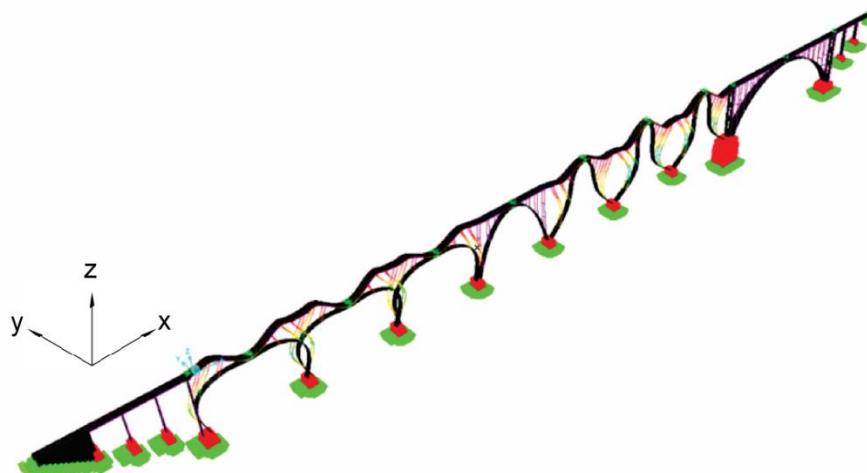
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 52 – Modo 6 – $f = 0,952$ Hz



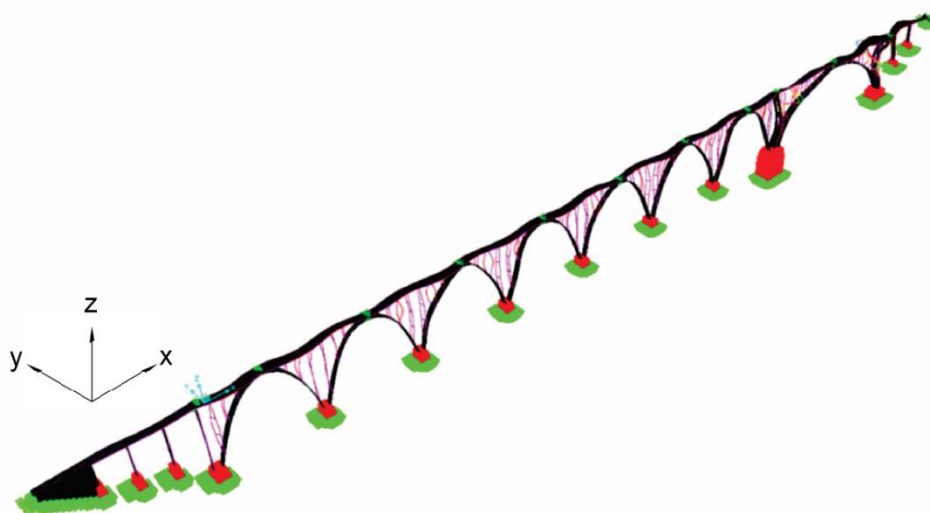
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 53 – Modo 20 – $f = 2,309$ Hz



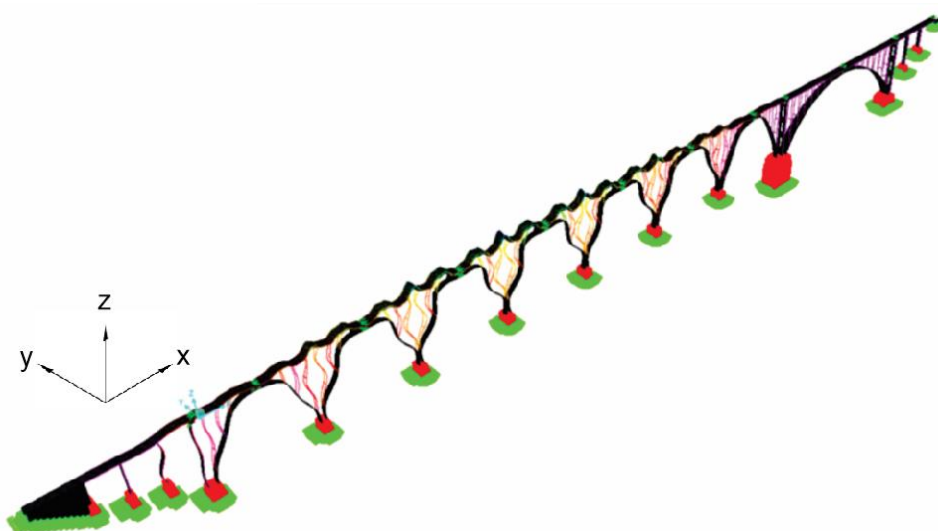
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 54 – Modo 264 – $f = 11,795$ Hz



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 55 – Modo de 311 – $f = 15,050$ Hz



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A Figura 56 apresenta comparativo entre as frequências numéricas iniciais e as experimentais, onde se nota a diferença de 13,08 % na frequência fundamental entre aqueles parâmetros. O quinto e o sexto modo de vibração, com participação de massa de 42,7% e 14,6%, possuem diferenças de 12,34% e 13,10 %, respectivamente.

Com a calibração do modelo, constata-se na Figura 57 uma expressiva redução entre frequências numéricas calibradas e experimentais, onde a primeira frequência natural tem sua diferença reduzida a 0,02%. O quinto e sexto modo têm reduzidas suas diferenças para 0,15% e 0,28%, respectivamente, enquanto a maior das diferenças antes da calibração de 13,68% cai a 0,46% no décimo modo de vibração.

Figura 56 – Frequências naturais: Numéricas iniciais x experimentais

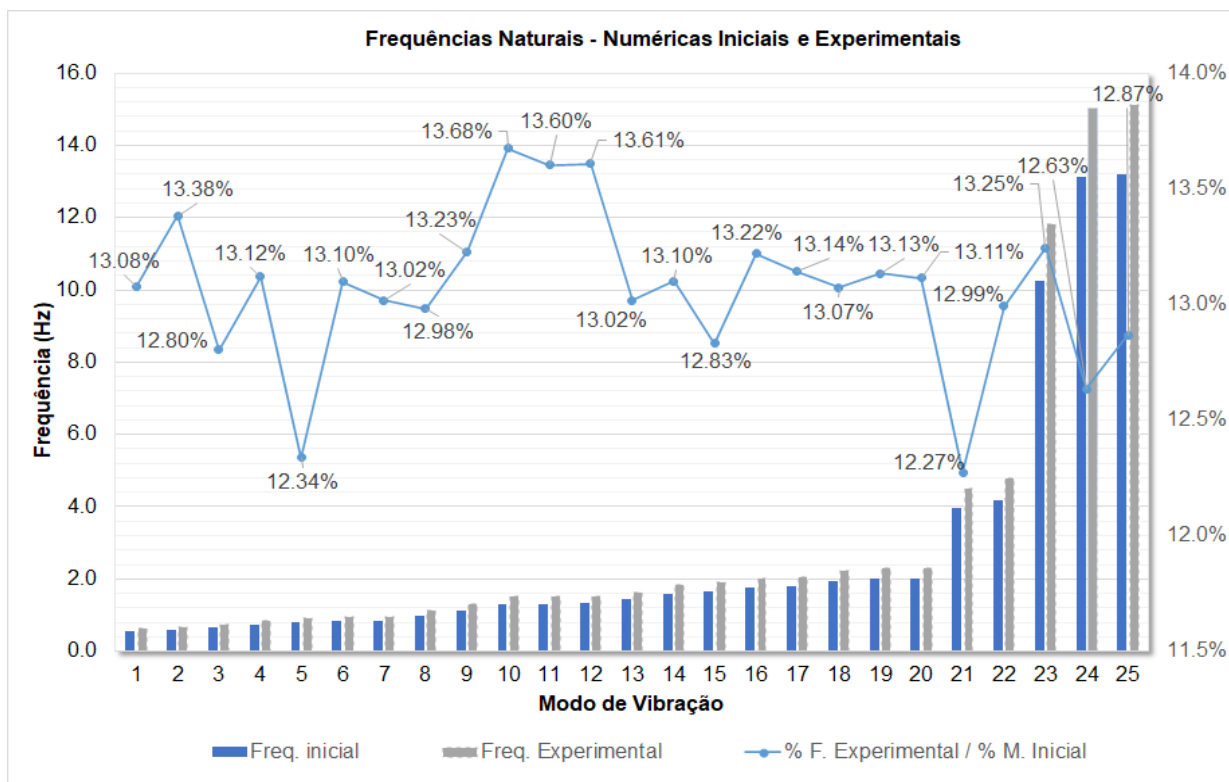
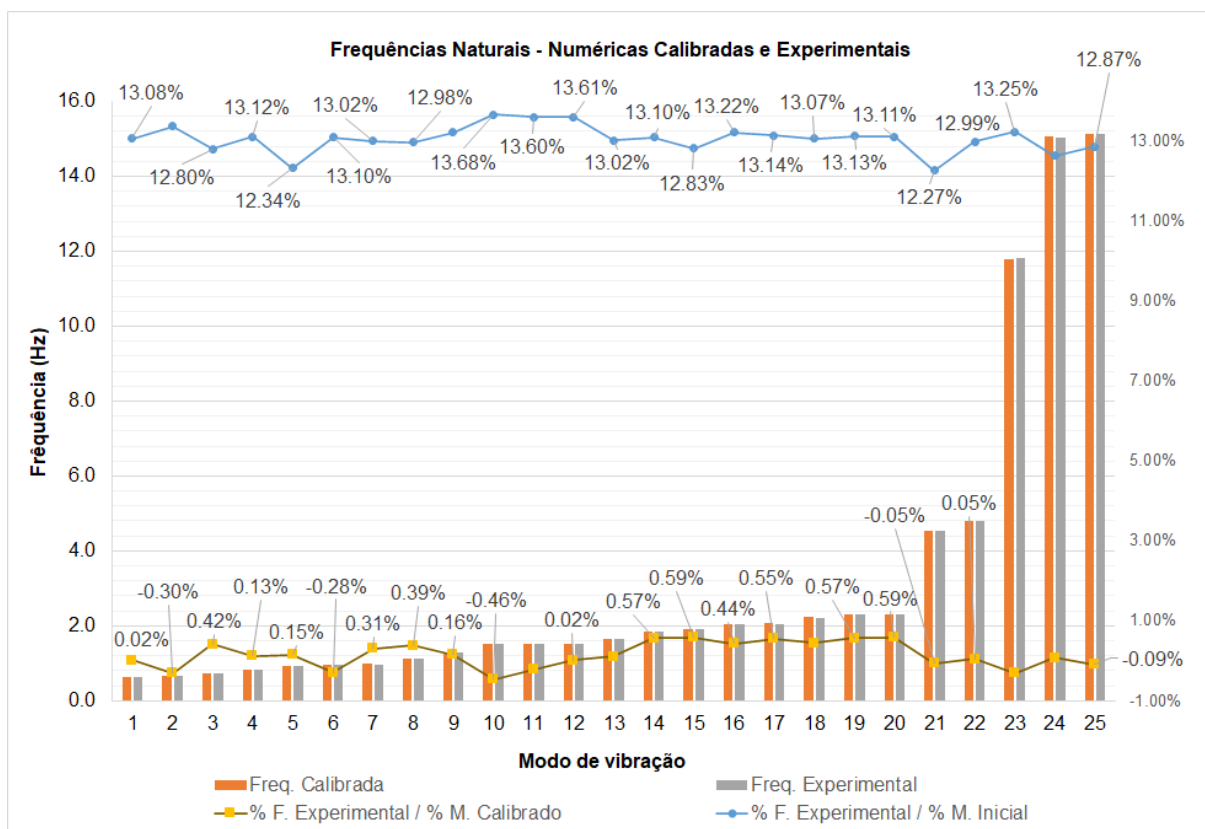


Figura 57 – Frequências naturais: Iniciais, calibradas x experimentais



5. ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS EXPERIMENTAIS

A análise do modelo numérico inicial, construído de forma criteriosa para representar o modelo físico definitivamente propiciou conhecimento para criação da malha de medições que contornasse a limitação do número de equipamentos frente as grandes dimensões da obra.

Embora todas as medições não tenham ocorrido de forma simultânea, a estimativa da primeira frequência natural partiu do pressuposto de que a estrutura vibra na mesma frequência em amplitudes diferentes nos 28 pontos de medição. Desta forma, as ferramentas estatísticas aplicadas em toda a ponte e a primeira frequência natural de 0,635 Hz se mostram adequadas para a estrutura.

Ao se avaliar isoladamente os processamentos, buscou-se ferramentas que trouxessem confiabilidade ao resultado, já que tanto o ensaio quanto as técnicas envolvidas trazem ligeiras dispersões nos valores de frequências em torno da moda. Ressalta-se que a frequência fundamental estimada se enquadra nos intervalos de confiança da maioria das análises efetuadas com outras taxas de amostragem após a decimação, a exceção de estar acima do limite superior do intervalo de confiança da taxa de amostragem de 16.66 Hz.

Dois outros valores de 0,423 Hz e 0,732 Hz são recorrentes em torno da primeira frequência adotada. Entretanto, estes valores não foram adotados já que demandariam respectivos módulos de Young de 17,70 GPa e 52,55 GPa, valores esses, incompatíveis com os resultados dos ensaios de resistência do concreto. Os valores também são incomuns a essas tipologias e não foram encontrados em estudos semelhantes de Turker e Bayraktar (2014) e Altunişik e Bayraktar (2016) e Ribeiro *et al.* (2012).

A construção do histograma com os valores de frequências naturais e seu respectivo número de ocorrência permite visualizar a formação de diversas distribuições normais ao longo do eixo das abscissas. Limitou-se a utilizar a técnica apenas para a primeira frequência, já que a ponte se caracteriza por frequências e modos muito próximos, fazendo com que a construção da curva se interponha em outras frequências naturais. Pressupõe-se que a metodologia empregada nesta pesquisa possa apresentar excelentes resultados para tipologias de pontes com modos e frequências de vibração bem espaçados.

A ausência de nós modais, principalmente entre os arcos secundários, cujos pilares extremos nascem sobre os arcos, impossibilitou a definição de intervalos que associassem frequências aos modos de flexão. O processamento indica que o modo de flexão vertical pode estar ligado a frequência de 2.33 Hz, valor esse equiparado aos apresentados pelas bibliografias avaliadas. Os resultados obtidos fortalecem a necessidade de uma análise numérica prévia, tornando o objeto de calibração e suas simetrias estruturais um aliado na obtenção de frequências experimentais por meio de ferramentas estatísticas.

5.2 COMPARATIVO: AMO ANTES E DEPOIS DO REPARO

As frequências naturais obtidas foram pareadas pela extração automática do processamento, não podendo ser associadas a modos de vibração o que dificulta um comparativo mais efetivo. A análise realizada infere sobre algumas quedas nas frequências naturais, contrariando a hipótese cuja expectativa seria apenas de ganhos no parâmetro modal depois do reforço (Ver Figura 43 a 44).

A proximidade dos modos e variância amostral não permitiu tratamentos ou acoplagens que tornassem viáveis um comparativo de frequências que tenham equivalência pelo modo de vibração. Ademais foram encontrados valores iguais nos processamentos das diferentes etapas, podendo estar relacionados aos mesmos modos vibração. Tal acontecimento pode levar também a conclusão de que não houve evolução nos parâmetros modais após o reparo.

O ponto P23 sobre o Encontro B possibilitou a extração do mesmo número de frequências nos processamentos antes e depois do reparo. Este ponto apresentou a frequência de 5,25 Hz como última em comum e o valor de 5,423 Hz e 5,499 Hz como últimas frequências naturais entre campanhas. Devido às incertezas envolvidas, não se pode afirmar que o Encontro B ganhou rigidez a partir da diferença de 1,4% de acréscimo observado nas frequências naturais entre campanhas

Alguns testes no modelo numérico foram realizados para verificar se a ausência do apoio da viga danificada influenciava nas suas frequências e modos de vibração. Ao suprimir o apoio, notou-se certa concordância ao experimento e redução nos valores das frequências naturais inferiores a 1%, resultado do reequilíbrio estrutural na direção dos modos e frequências de vibração principais, devido a viga paralela íntegra e rigidez transversal da laje (largura de 3,80 m, vão de 11,70 m).

As diferenças observadas nas frequências naturais antes e após o reforço, especificamente nos pontos P22 e P23, não permitem que afirmar que o dano pudesse previamente ser detectado pela técnica nesta ponte. A falta de variabilidade entre os parâmetros das duas campanhas pode ser consequência tanto do reequilíbrio estrutural, quanto da ruptura por cisalhamento registrada, caracterizada como frágil e localizada a ponto de não alterar significativamente a rigidez global da estrutura.

5.3 AMPLIFICAÇÃO DA RESPOSTA ANTES E DEPOIS DO REFORÇO

O ensaio de amplificação da resposta foi realizado para o Encontro A e Encontro B onde ocorre a transição do lastro da via permanente sobre fundação puramente geotécnica para a estrutura mais rígida da ponte em concreto armado, cuja fundação está assentada sobre a rocha.

O coeficiente de impacto (φ) que substitui a análise dinâmica das cargas móveis em pontes ferroviárias consiste em um fator que multiplica os esforços estáticos para se obter os esforços em decorrência da ação cíclica. Era utilizado no dimensionamento de OAEs e em função apenas do vão (ℓ), com valores máximos e mínimos entre 1,60 a 1,20 conforme a equação 53 que podem ser encontrados em Pfeil (1985):

$$\varphi = 0,1\% (1600 - 60\sqrt{\ell} + 2,25\ell) > 1,2 \quad (53)$$

Os resultados obtidos nos pontos de medição nas proximidades do Encontro A revelaram amplificações da resposta abaixo de 1,20, onde entende-se que os esforços estáticos são amplificados em 20% devido a ação dinâmica do carregamento. Uma vez que a amplificação da resposta se encontra abaixo do mínimo recomendado por equações de conveniência normatizadas, entende-se que o encontro está sujeito a esforços solicitantes inferiores para os quais fora dimensionado.

A despeito dos resultados encontrados no Encontro A, o Encontro B antes da intervenção apresentou resultados de amplificação da resposta de 2,6, uma magnitude de improvável uso no dimensionamento. Após o reparo da região danificada, a amplificação da resposta de 1,20 indica valores adequados ao desempenho e capacidade resistente do elemento em serviço.

Os resultados obtidos permitem concluir que o ensaio de amplificação da resposta pode ser aplicado para avaliar se os elementos estão susceptíveis a esforços para os

quais não foram dimensionados. Estas amplificações são resultado de desníveis e imperfeições, consequência de danos locais, falhas nos aparelhos de apoios ou recalques diferenciais dos elementos que compõe a região de juntas e transições.

Inserir o ensaio em programas de vistoria e inspeção pode definitivamente contribuir para que medidas corretivas ocorram em tempo hábil e menos onerosas, antes que o dano se propague, danifique outros elementos ou provoque perdas irreparáveis.

5.4. MODELO NUMÉRICO CALIBRADO

Durante o processo de calibração foram testadas diversas propriedades e condições de apoio no modelo numérico. Foram realizadas variações no módulo de elasticidade para cada elemento estrutural, modificações na altura dos pilares, variações de coeficientes de Winkler das fundações e porcentagem de engastamento na ligação entre os elementos lineares e os arcos.

Observou-se que um melhor ajuste aos valores experimentais ocorreu ao se aumentar o valor do módulo de elasticidade do concreto em 34,06%. Os arcos contribuem em maior proporção para frequências e modos globais transversais, enquanto os modos e frequências locais ficam susceptíveis ao tipo de ligação dos extremos dos pilares e seu módulo de Young.

As tentativas de calibração adotando módulos de Young diferentes para cada componente da ponte (lajes, pilares e arcos) não obtiveram o êxito esperado, uma vez que era possível identificar aumento nas diferenças entre frequências calibradas e experimentais. O insucesso pode ser explicado pelas verificações realizadas onde se notou que o aço CA-24 com módulo de elasticidade de 210 GPa é empregado em maior quantidade pela sua baixa tensão de escoamento, minimizando assim a perda de rigidez das peças pela fissuração do concreto (ver Apêndice D).

Ademais, os ensaios são realizados com a ponte em serviço sob carregamentos reduzidos como o peso próprio, ventos e pequenos tremores. Estes carregamentos estão aquém dos utilizados para dimensionar a obra ferroviária, deixando as peças submetidas a baixas tensões e por consequência menor abertura de fissuras, não se justificando portando, a redução da rigidez através do módulo de elasticidade de cada componente para este caso em específico.

Ainda que se tratando de modos com porcentagem em participação de massa inferiores a 5%, os modos locais e de flexão vertical foram incorporados a pesquisa

por duas razões: A expectativa de aplicar ferramentas estatísticas em intervalos definidos pelo modelo numérico e para avaliar nas janelas de processamento experimental a ausência de valores vistos no modelo numérico e vice-versa.

Durante o processo de calibração, os parâmetros eram alterados e os processamentos analisados, para verificar se havia discrepância entre valores numéricos e os de maiores ocorrências na ponte. Para módulos de elasticidade do concreto superiores ao adotado, a frequência numérica do modo de flambagem do P03 no eixo 5 da ponte (Modo 12) não era encontrada nos valores processados.

A primeira frequência experimental e calibrada de 0,635 Hz é 13,08% maior que a frequência fundamental numérica de 0,552 Hz. Há neste primeiro parâmetro duas contradições quando comparadas aos estudos realizados em tipologias similares e já referenciados. A diferença entre as primeiras frequências numérica e experimental deste estudo é substancialmente menor e requer enrijecimento do modelo para calibração, enquanto nas pesquisas avaliadas se observa distanciamento maior e flexibilização do modelo numérico para realizar a calibração.

Ressalta-se que neste estudo partiu-se de um modelo numérico global, consolidado e com restrições flexibilizadas por coeficientes de Winkler, enquanto nas pesquisas avaliadas as frequências iniciais são calculadas por modelos mais rígidos, por vezes em arcos isolados, com condições de apoios com deslocamentos e rotações totalmente restritos em todas as direções.

Outra divergência entre esta pesquisa e as outras avaliadas é a menor diferença entre modelo calibrado e frequências experimentais. Tal feito pode ser explicado pelo fato de o modelo numérico ter sido utilizado no processo de calibração, na definição de um domínio em torno do qual se definiu as frequências experimentais.

Embora o objeto a ser calibrado tenha sido utilizado frequentemente no seu processo de calibração, buscou-se sempre uma análise holística com todos os parâmetros envolvidos. Uma vez que o modelo retorna resultados que correspondem ao maior número de ocorrências do experimento, conclui-se que ele representa com menores erros o modelo físico objeto dos ensaios dinâmicos realizados.

Por fim, como os parâmetros modais estimados indicam o enrijecimento da estrutura, inicialmente concebido com módulos de elasticidade estimados para o concreto de construção C22, pode-se concluir ainda, que a estrutura teve incrementos de rigidez ao longo do tempo e a AMO e calibração numérica auxiliam de forma complementar na avaliação estrutural de pontes de concreto armado.

6. CONCLUSÃO

A avaliação estrutural de uma ponte ferroviária em arco de concreto armado por meio da Análise Modal Operacional (AMO) e Ensaio de Amplificação da Resposta (EAR) antes e após o reparo de um dos encontros danificados foi objeto deste trabalho. Os ensaios modais realizados em duas campanhas, antes e após o reparo do Encontro B danificado da ponte.

Para a primeira campanha da AMO foram realizadas 56 medições totais com taxa de aquisição de 100 Hz por tempo médio de 40 minutos, enquanto para a segunda campanha foram realizadas 5 medições concentradas no entorno da intervenção. Os parâmetros modais foram obtidos pelo processamento dos dados empregando a técnica do domínio da frequência EFDD.

Em maioria associada a modos transversais, as frequências experimentais antes e após o reparo do Encontro B não permitem afirmar que houve evolução conforme expectativa acerca da relação entre frequência natural e rigidez estrutural. O número de equipamentos empregados não possibilitou relacionar os modos de vibração às frequências obtidas, e os resultados foram impactados pela característica da estrutura e do tipo de dano observado.

A amplificação da resposta foi realizada em ambos os encontros da obra, na região das juntas, e com um dos dois equipamentos estacionado enquanto o outro alternava os pontos após a passagem da locomotiva. Os dados foram analisados quanto aos deslocamentos máximos mensurados de um equipamento em relação ao outro.

O EAR confirmou o bom desempenho do Encontro A em serviço, com valores abaixo dos coeficientes de impacto mínimos obtidos por equações de conveniência de normas de dimensionamento. O mesmo ensaio aplicado no Encontro B antes do reparo mostrou fatores de amplificação extremos e de improvável uso no dimensionamento do elemento. Após a intervenção no elemento, os fatores de amplificação encontrados atestaram a adequabilidade da resposta dinâmica aos coeficientes comumente utilizados.

Um modelo numérico baseado no MEF, foi calibrado e reduziu as discrepâncias entre frequências numéricas e experimentais de 13,68% para 0,02% após aumento do módulo de elasticidade em 34,06%. Tal fato permite concluir que a estrutura teve incrementos de rigidez ao longo do tempo. Os resultados de módulo de elasticidade

do concreto utilizados apresentaram coerência com os ensaios de resistência realizados na ponte e bibliografias analisadas.

A despeito de certas limitações discorridas, a AMO se mostra capaz de inferir sobre a rigidez global da estrutura, enquanto o EAR pode ser aplicado para avaliar se os elementos estão susceptíveis a esforços para os quais possivelmente não foram dimensionados, resultado da amplificação gerada por desníveis e imperfeições nas transições e juntas. A pesquisa realizada comprova a efetividade dos ensaios dinâmicos empregados como ferramenta complementar em programas de vistoria e inspeção para a avaliação estrutural de pontes de concreto armado desde que combinados a outros ensaios.

Para solucionar o problema relacionado à obtenção dos modos de vibração, inviabilizado pelo número restrito de equipamentos, por vezes onerosos e indisponíveis, sugere-se como pesquisa a utilização do aprendizado de máquinas junto às condições de contorno específicas da estrutura para simular medições simultâneas. A partir de eventos comuns aos pontos de medição, espera-se que seja possível tratar e sincronizar os dados sem comprometer os resultados do processamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT. *NBR 7187: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto*. Rio de Janeiro, 2021.

ABNT. *NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas*. Rio de Janeiro, 2013.

ABNT. *NBR 8681: 2004 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

ALLEMANG, R. J., BROWN, D. L. A correlation coefficient for modal vector analysis. Em: *Proc. 1st Int. Modal Analysis Conference*, 1982.

ALMEIDA, M. T. *Vibrações mecânicas para engenheiros*. 2ª ed. São Paulo, Blucher, 1990.

ALTUNIŞIK, A. C., BAYRAKTAR, A. Structural performance evaluation of arch type long span highway bridge. *Indian Journal of Engineering and Materials Sciences*, v. 23, n. 2–3, p. 188–202, 2016.

ALVES, V., CURY, A., CREMONA, C. On the use of symbolic vibration data for robust structural health monitoring. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, v. 169, n. 9, p. 715–723, 2016. DOI: 10.1680/jstbu.15.00011.

BAYRAKTAR, A., TÜRKER, T., ALTUNIŞIK, A. C. Experimental frequencies and damping ratios for historical masonry arch bridges. *Construction and Building Materials*, v. 75, p. 234–241, 2015. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.044>.

BENEDETTINI, F., GENTILE, C. Operational modal testing and FE model tuning of a cable-stayed bridge. *Engineering Structures*, v. 33, n. 6, p. 2063–2073, 2011. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.046>.

BIZJAK, K. F., KNEZ, F., LENART, S., SLANC, K. Life-cycle assessment and repair of the railway transition zones of an existing bridge using geocomposite materials. *Structure and infrastructure engineering*, v. 13, n. 3, p. 331–344, 2017. DOI: 10.1080/15732479.2016.1158288.

BOWLES, J. E. *Foundation engineering*. McGraw Hills, Singapore, 1997.

BRANDT, A. *Noise and vibration analysis: Signal analysis and experimental procedures*. John Wiley & Sons, 2011.

BRANSON, D. E., METZ, G. A. *Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams*. Alabama. State Highway Department, 1963.

BRASIL, R. M. L. R. F., SILVA, M. A. *Introdução à dinâmica das estruturas*. São Paulo, Blucher, 2015.

BREWICK, P. T., SMYTH, A. W. On the application of blind source separation for damping estimation of bridges under traffic loading. *Journal of Sound and Vibration*, v. 333, n. 26, p. 7333–7351, 2014. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2014.08.010>.

BRINCKER, R., VENTURA, C. E., ANDERSEN, P. Damping estimation by frequency domain decomposition. *Proceedings of IMAC 19: A Conference on Structural Dynamics*, 2001.

BRINCKER, R., VENTURA, C. E. *Introcuction to operational modal analysis*. John Wiley & Sons, 2015.

BRINCKER, R., ZHANG, L., ANDERSEN, P. Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. *Smart Materials and Structures*, v. 10, p. 441–445, 2001.

CAGLAYAN, B. O., OZAKGUL, K., TEZER, O. Assessment of a concrete arch bridge using static and dynamic load tests. *Structural Engineering and Mechanics*, v.41, n.1, p. 83-94, 2012. DOI: 10.12989/sem.2012.41.1.083.

CHEN, G.-W., OMENZETTER, P., BESKHYROUN, S. Operational modal analysis of an eleven-span concrete bridge subjected to weak ambient excitations. *Engineering Structures*, v. 151, p. 839–860, 2017. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.066>.

CLOUGH, R. W., PENZIEN, J. *Dynamics of Structures*. 3. ed. Berkeley, Computers & Structures, 1995.

COMPUTERS & STRUCTURES INC. *SAP 2000*. 2019.

COSTA, C., RIBEIRO, D., ARÊDE, A., et al. Avaliação experimental e numérica dos parâmetros modais da ponte ferroviária do Côa. . [S.l.], Instituto Superior de Engenharia do Porto. , 2013

COSTA, C., RIBEIRO, D., JORGE, P., SILVA, R., ARÊDE, A., CALÇADA, R. Avaliação experimental e numérica dos parâmetros modais da ponte ferroviária de Durrães. Em: *JPEE, 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, 2014.

CRAIG, J., KURDILA, A. J. *Fundamental of Structural Dynamics*. John Wiley & Sons, 2006.

CUNHA, Á., CAETANO, E. *Experimental modal analysis of civil engineering structures*. 2006.

EWINS, D. J. Basics and state-of-the-art of modal testing. *Sadhana*, 2000. DOI: 10.1007/BF02703540.

FRÝBA, L., PIRNER, M. Load tests and modal analysis of bridges. *Engineering Structures*, v. 23, n. 1, p. 102-109, 2001. DOI: 10.1016/S0141-0296(00)00026-2.

GUYON, Y. *Constructions en béton précontraint, classes, états limites...(Cours Chebap): Étude de la section.-2. Étude de la poutre*. Eyrolles, 1966.

HE, J., FU, Z.-F. *Modal analysis*. 1st ed. Oxford, Butterworth-Heinemann, 2001.

HERLUFSEN, H. Identification techniques for operational modal analysis. Em: *Proc. of the 1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, 2005.

IPT. *Algumas referências ao desenvolvimento histórico das pontes*. Instituto Politécnico de Tomar Materiais e Processos de Construção II, 2007.

JW, Cooley; JW, Tukey. An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series. *Math Comput*, v. 19, n. 90, p. 297-301, 1965.

LEONHARDT, F. *Construções de Concreto: Princípios básicos da construção de pontes de concreto*. Volume 6. Editora Interciência Lda, 1979.

LIU, X., ZHANG, X., WANG, Y. A Rapid Detection Method for Bridges Based on Impact Coefficient of Standard Bumping. *Mathematical Problems in Engineering*, 2018. DOI: 10.1155/2018/9195289.

LORENZONI, F., DE CONTO, N., DA PORTO, F., MODENA, C. Ambient and free-vibration tests to improve the quantification and estimation of modal parameters in existing bridges. *Journal of civil structural health monitoring*, v. 9, n. 5, p. 617–637, nov. 2019. DOI: 10.1007/s13349-019-00357-4.

MAGALHÃES, F., CAETANO, E., CUNHA, A., FLAMAND, O., GRILLAUD, G. Ambient and free vibration tests of the Millau Viaduct: Evaluation of alternative processing strategies. *Engineering Structures*, v. 45, p. 372–384, dez. 2012. DOI: 10.1016/j.engstruct.2012.06.038.

MAGALHÃES, F., CUNHA, A. Explaining operational modal analysis with data from an arch bridge. *Mechanical Systems and Signal Processing*, v. 25, n. 5, p. 1431–1450, 2011. DOI: 10.1016/j.ymssp.2010.08.001.

MALVEIRO, J., RIBEIRO, D., SOUSA, C., CALÇADA, R. Identificação experimental dos parâmetros modais de um viaduto ferroviário com tabuleiro pré-fabricado. 2011. Em: *ASCP-2 Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação*

de Pontes, Coimbra, Portugal, 2011.

MARTINS, C. J. *SYSModal*. Belo Horizonte, 2016.

MENDES, P. T. C. *Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras*. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 2009.

OLIVEIRA, S., RODRIGUES, J., MENDES, P., COSTA, A. C. Monitorização e modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão. Em: *VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional*, Universidade de Évora, 2003.

OMENZETTER, P., BESKHYROUN, S., SHABBIR, F., CHEN, G-W., CHEN, X., WANG, S., ZHA, A. *Forced and Ambient Vibration Testing of Full Scale Bridges*. A report submitted to Earthquake Commission Research Foundation, 2013.

PAIXÃO, A., ALVES RIBEIRO, C., PINTO, N., FORTUNATO, E., CALÇADA, R. On the use of under sleeper pads in transition zones at railway underpasses: experimental field testing. *Structure and infrastructure engineering*, v. 11, n. 2, p. 112–128, 2015. DOI: 10.1080/15732479.2013.850730.

PFEIL, W. *Pontes em concreto armado*. Livros Tecnicos e Cientificos: Brasil, 1985.

RAINIERI, C., FABBROCINO, G. *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures*. 1st ed. Nova Iorque. Springer, 2014.

RAO, S. *Vibrações mecânicas*. 4. ed. São Paulo, Pearson Prentice Hall, 2009.

RIBEIRO, D., CALÇADA, R., DELGADO, R., BREHM, M., ZABEL, V. Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters. *Engineering Structures*, v. 40, p. 413–435, 2012. DOI: 10.1016/j.engstruct.2012.03.013.

RODRIGUES, J. *Identificação Modal Estocástica: métodos de análises e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Tese de Doutorado. Universidade do Porto, 2004.

SEVIM, B., BAYRAKTAR, A., ALTUNISIK, A. C. Finite element model calibration of berke arch dam using operational modal testing. *JVC/Journal of Vibration and Control*, v. 17, n. 7, p. 1065–1079, 2011.

SILVA, M. S., NEVES, F. A. *Identificação modal de pontes ferroviárias da Estrada de Ferro Carajás e modelagem numérica via Método dos Elementos Finitos*. Brasília, Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia, 2016.

SILVA, R. L., TRAUTWEIN, L. M., BARBOSA, C. S., ALMEIDA, L. C.,

SIQUEIRA, G. H. Empirical method for structural damage location using dynamic analysis. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 2020. DOI: 10.1590/s1983-41952020000100003.

SOLUTIONS, S. V. *Artemis extractor 5.3 software*, 2013.

SORIANO, H. L. *Introdução à dinâmica das estruturas*. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

STANDARD, B. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. Part, v. 1, p. 1991–1998, 2005.

TURKER, T., BAYRAKTAR, A. Structural safety assessment of bowstring type RC arch bridges using ambient vibration testing and finite element model calibration. *Measurement*, v. 58, p. 33–45, 2014. DOI: 10.1016/j.measurement.2014.08.002.

TURKER, T., BAYRAKTAR, A., SEVIM, B. Vibration based damage identification of concrete arch dams by finite element model updating. *Computers and Concrete*, v. 13, n. 2, p. 209–220, 2014.

VITÓRIO, J. A. P. Vistorias, Conservação e Gestão de Pontes e Viadutos de Concreto. *Anais do 48º Congresso Brasileiro do Concreto*, 2006.

WHELAN, M. J., GANGONE, M. V., JANNOYAN, K. D., JHA, R. Real-time wireless vibration monitoring for operational modal analysis of an integral abutment highway bridge. *Engineering Structures*, 2009. DOI: 10.1016/j.engstruct.2009.03.022.

XIANG, C.-S., LI, L.-Y., ZHOU, Y., YUAN, Z. Damage Identification Method of Beam Structure Based on Modal Curvature Utility Information Entropy. *Advances in Civil Engineering*, 2020. DOI: 10.1155/2020/8892686.

ZHAO, H., *et al.* Ultrasensitive monitoring of DNA damage associated with free radicals exposure using dynamic carbon nanotubes bridged interdigitated electrode array. *Environment International*, v. 139, 2020. DOI: 10.1016/j.envint.2020.105672.

APÊNDICE A – ENSAIOS DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Figura 58 – Ensaio de Esclerometria 1/2.

Nº De Golpes	Nº Arquivo: Ensaio: 37	Nº Arquivo: Ensaio: 38	Nº Arquivo: Ensaio: 20	Nº Arquivo: Ensaio: 21
1	57	64	58	61,5
2	56	66,5	64	61
3	47,5	61	67	63
4	48	66,5	56,5	64,5
5	62,5	58	50	54
6	59	60,5	61	53,5
7	56	61	50,5	40
8	56	64,5	60,5	58
9	53	60	47,5	46
10	55,5	59,5	61	60,5
11	51	58	44,5	49,5
12	51,5	51,5	69	65,5
13	53,5	49,5	56,5	63
14	54	63	64,5	63,5
15	55,5	57	63	65
16	50,5	60,5	42	64
Média	54,16	60,06	57,22	58,28
Desvio Padrão	3,91	4,70	8,14	7,60
Limite Sup.	62,50	66,50	69,00	65,50
Limite Inf.	47,50	49,50	42,00	40,00
Média Corri.	54,83	60,59	58,92	60,20
Esclerometrico	56,48	62,41	60,68	62,01

* Resultados em MPA

Fonte: Relatório de Ensaios (2020).

Figura 59 – Ensaio de Esclerometria 2/2.

Nº De Golpes	Nº Arquivo: Ensaio: 53	Nº Arquivo: Ensaio: 54	Nº Arquivo: Ensaio: 45	Nº Arquivo: Ensaio: 46
1	63,5	65,5	65,5	54
2	69	48,5	48,5	44,4
3	66	63,5	58	59,5
4	59,5	59	65,5	46
5	66	45,5	61	39
6	61	56,5	45	45
7	65	51,5	48,5	41,5
8	69	60	60	39
9	54	63	54,5	56,5
10	65,5	59	53	55
11	67	54,5	62	52,5
12	65	53	66	47,5
13	63,5	53	62	65,5
14	63,5	47	39,5	63,5
15	63	52	57	58
16	67	61	61,5	0
Média	64,22	55,78	56,72	47,93
Desvio Padrão	3,63	5,91	7,65	14,77
Limite Sup.	69	65,5	66	65,5
Limite Inf.	54	45,5	39,5	0
Média Corri.	65,29	55,95	58,78	47,08
Esclerometrico	67,24	57,63	60,54	48,49

* Resultados em MPA

Fonte: Relatório de Ensaios (2020).

Figura 60 – Ensaio de Compressão Axial 1/2.



Fonte: Relatório de Ensaios (2020).

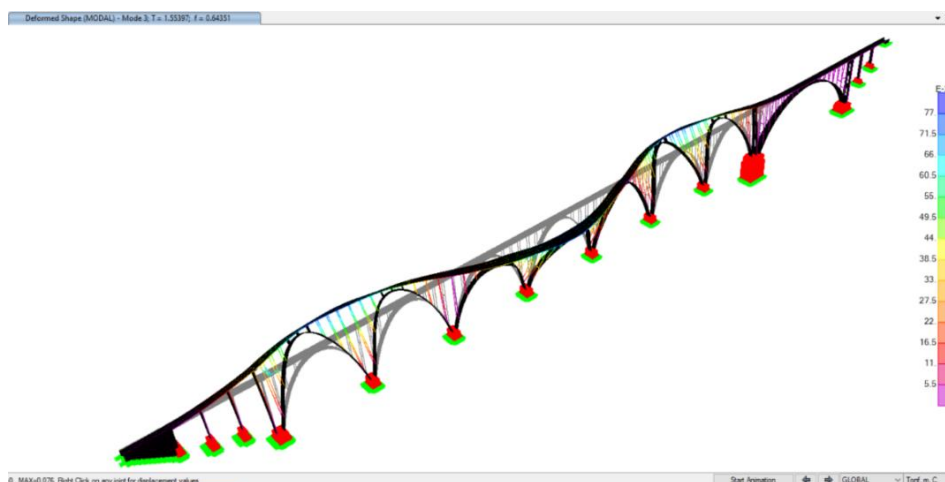
Figura 61 – Ensaio de Compressão Axial 2/2.



Fonte: Relatório de Ensaios (2020).

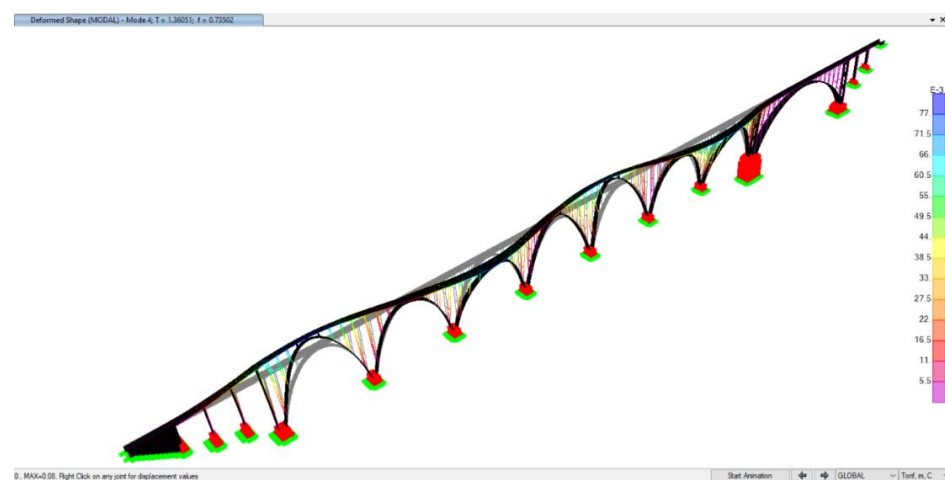
APÊNDICE B – MODOS DE VIBRAÇÃO NUMÉRICOS INICIAIS

Figura 62 – Modo 3: $f = 0,644$ Hz.



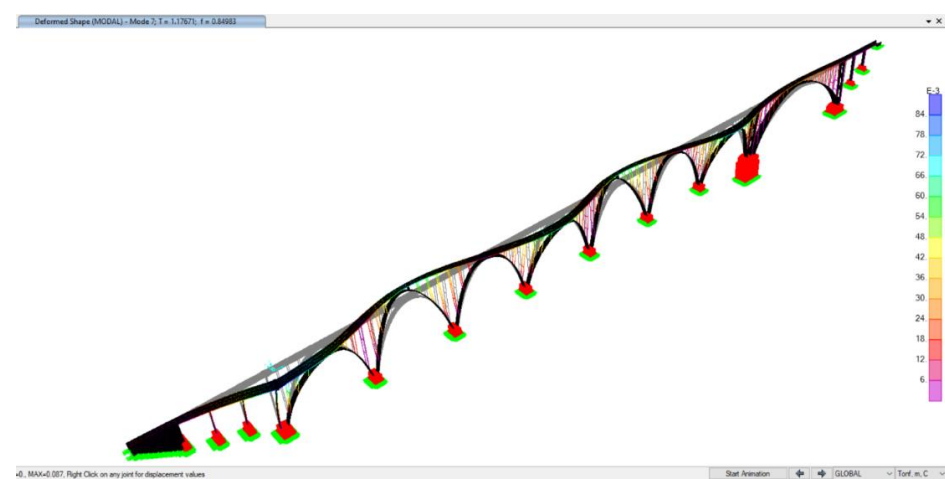
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 63 – Modo 4: $f = 0,735$ Hz.



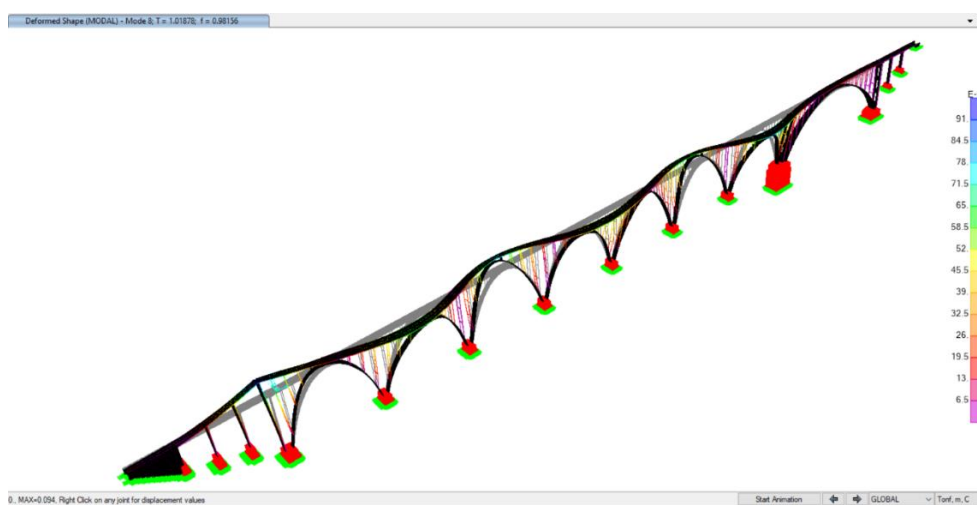
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 64 – Modo 7: $f = 0,850$ Hz.



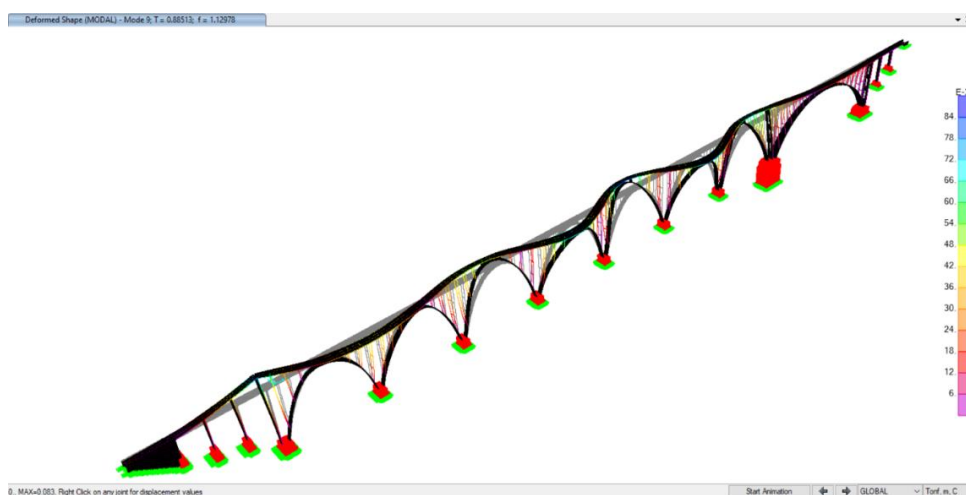
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 65 – Modo 8: $f = 0,982$ Hz.



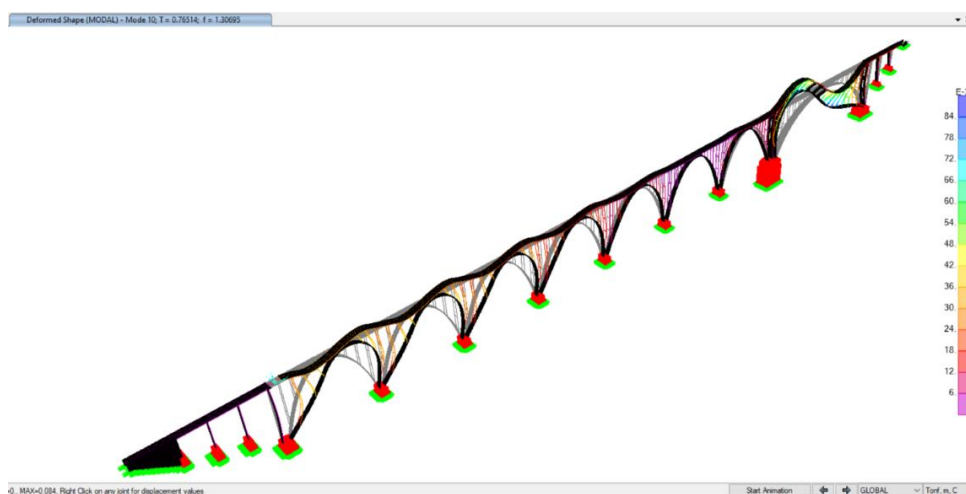
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 66 – Modo 9: $f = 1,130$ Hz.



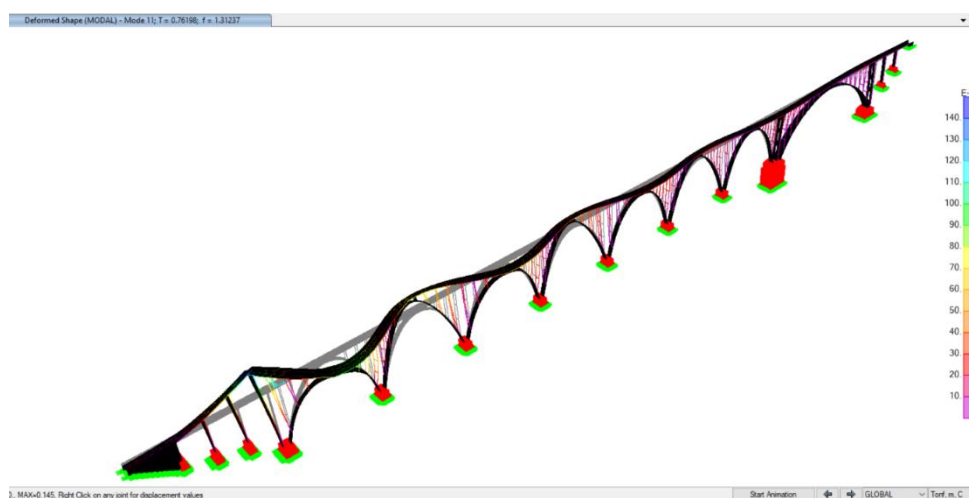
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 67 – Modo 10: $f = 1,307$ Hz.



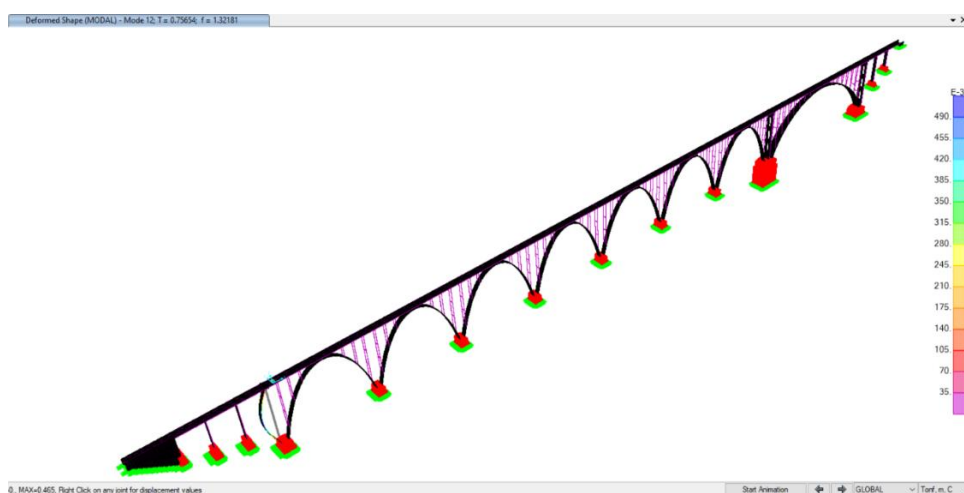
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 68 – Modo 11: $f = 1,312$ Hz.



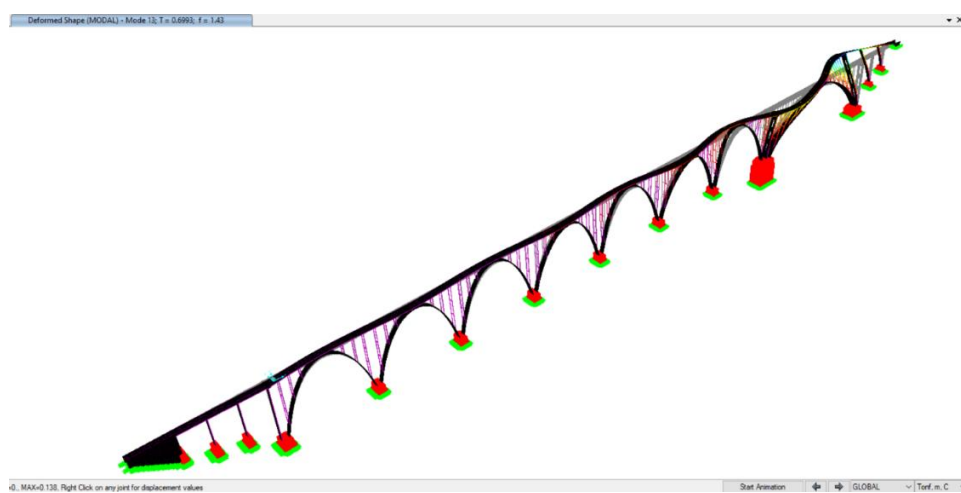
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 69 – Modo 12: $f = 1,322$ Hz.



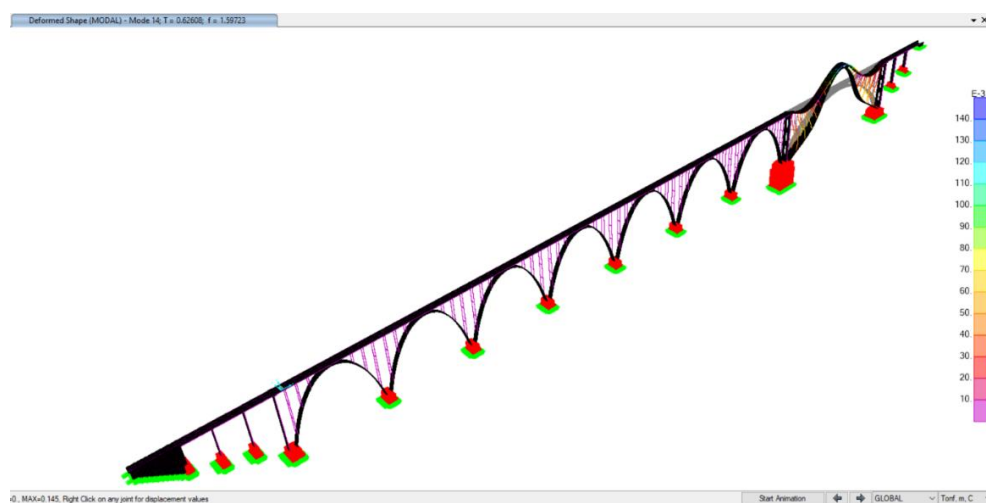
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 70 – Modo 13: $f = 1,430$ Hz.



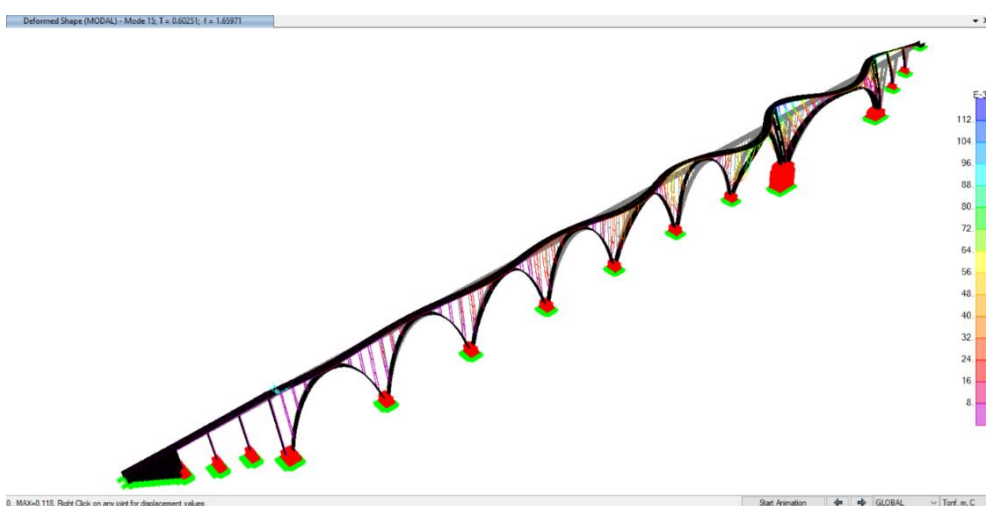
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 71 – Modo 14: $f = 1,597$ Hz.



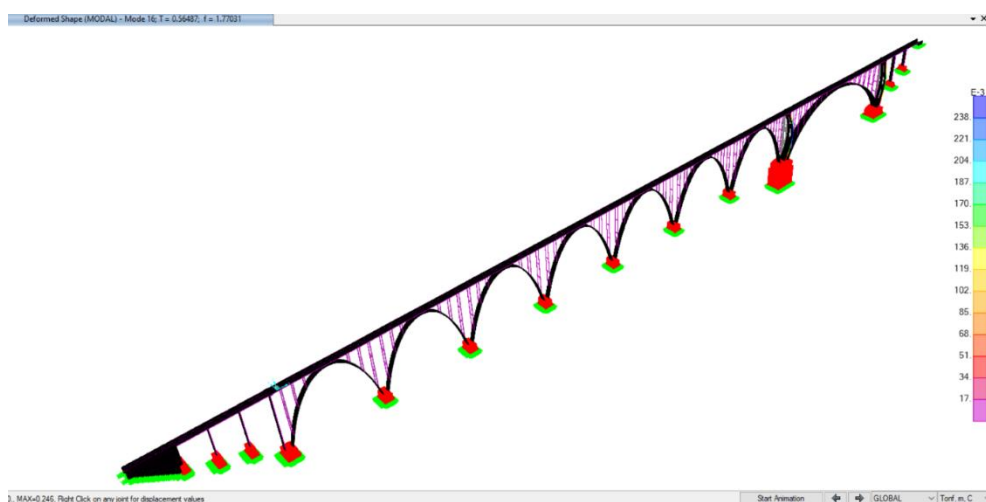
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 72 – Modo 15: $f = 1,660$ Hz.



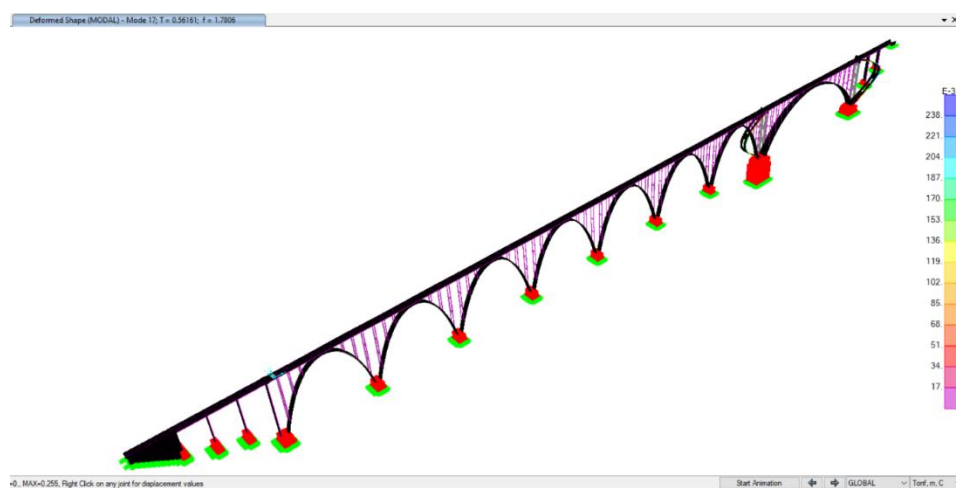
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 73 – Modo 16: $f = 1,770$ Hz.



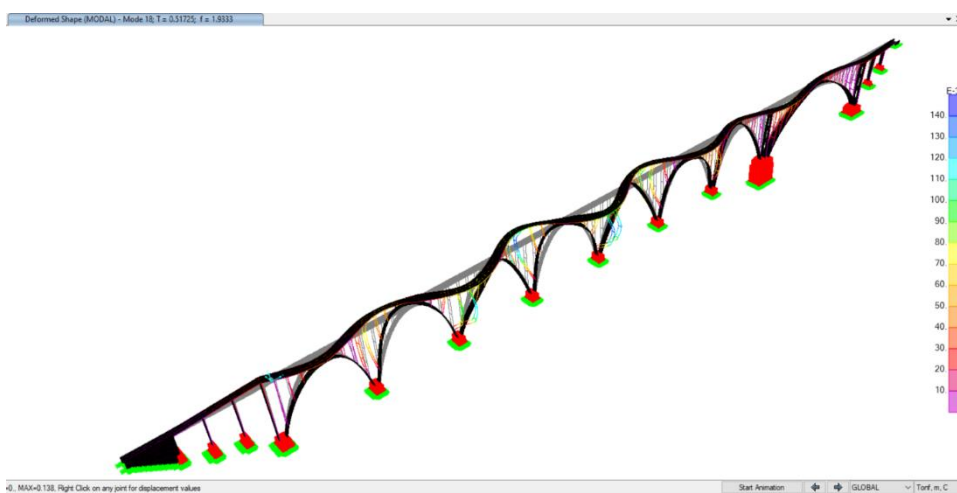
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 74 – Modo 17: $f = 1,781$ Hz.



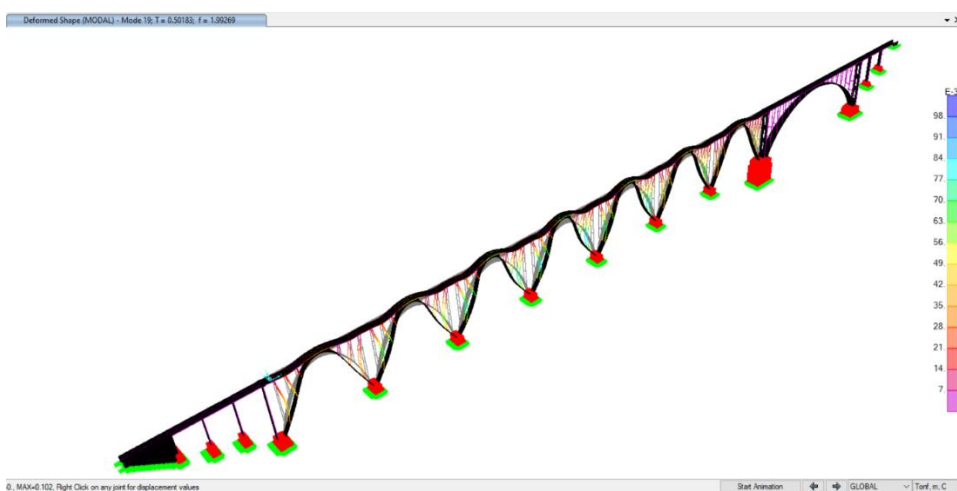
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 75 – Modo 18: $f = 1,933$ Hz.



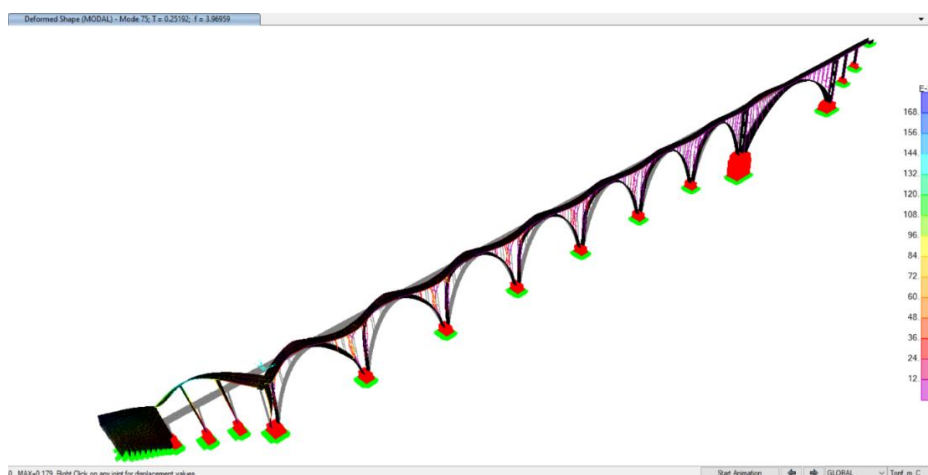
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 76 – Modo 19: $f = 1,993$ Hz.



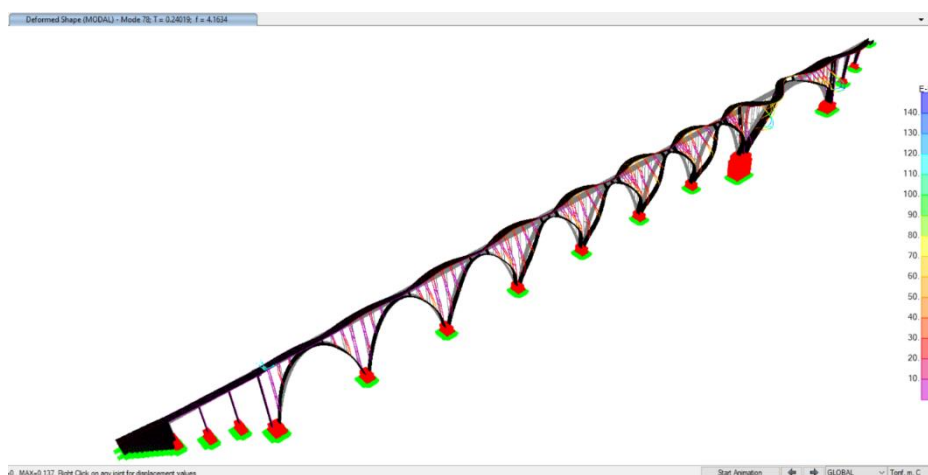
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 77 – Modo 75: $f = 3,970$ Hz.



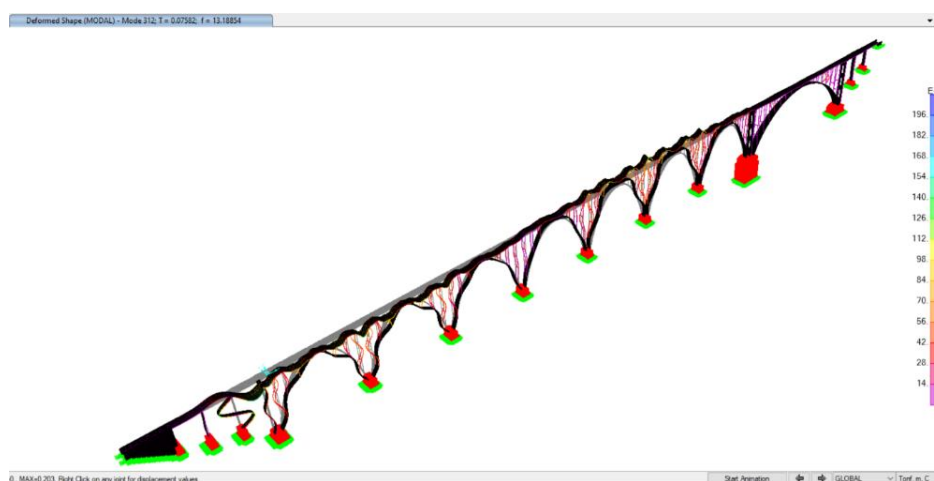
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 78 – Modo 78: $f = 4,163$ Hz.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

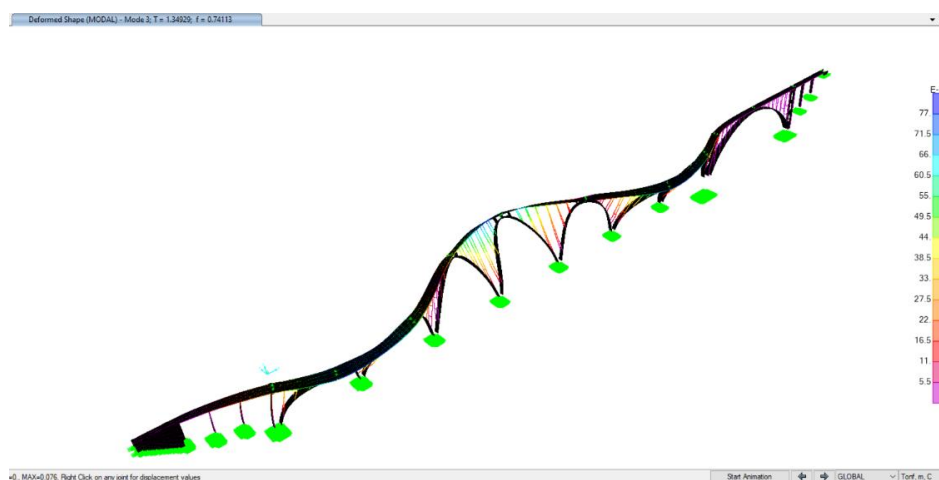
Figura 79 – Modo 312: $f = 13,189$ Hz.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

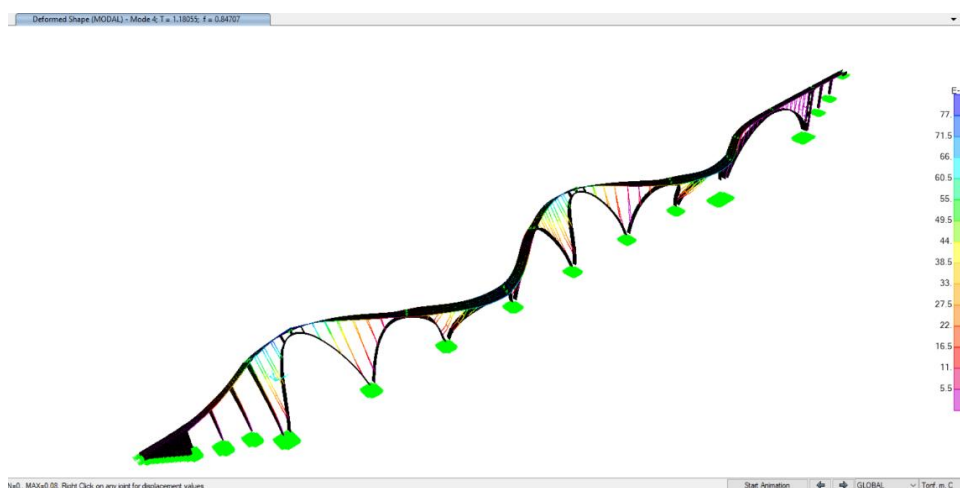
APÊNDICE C – MODOS DE VIBRAÇÃO NUMÉRICOS CALIBRADOS

Figura 80 – Modo 3: $f = 0,741$ Hz.



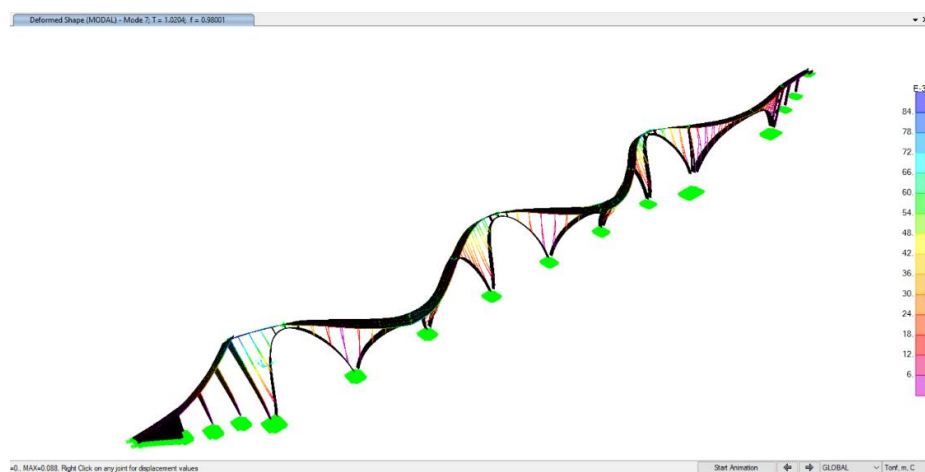
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 81 – Modo 4: $f = 0,847$ Hz.



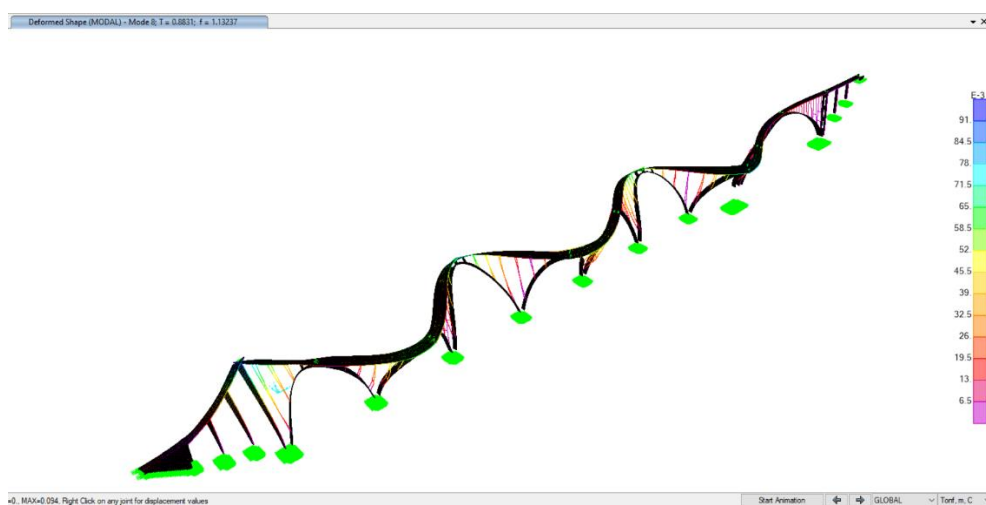
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 82 – Modo 7: $f = 0,980$ Hz.



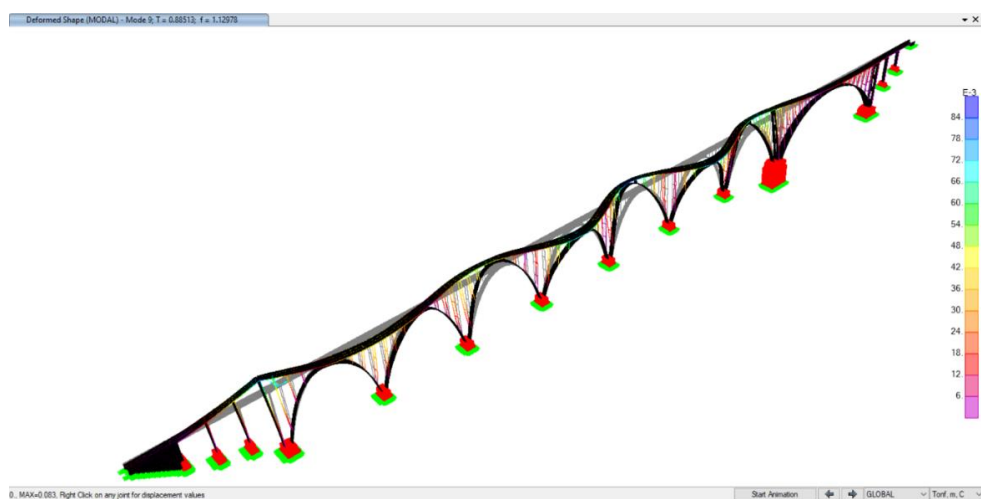
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 83 – Modo 8: $f = 1,132$ Hz.



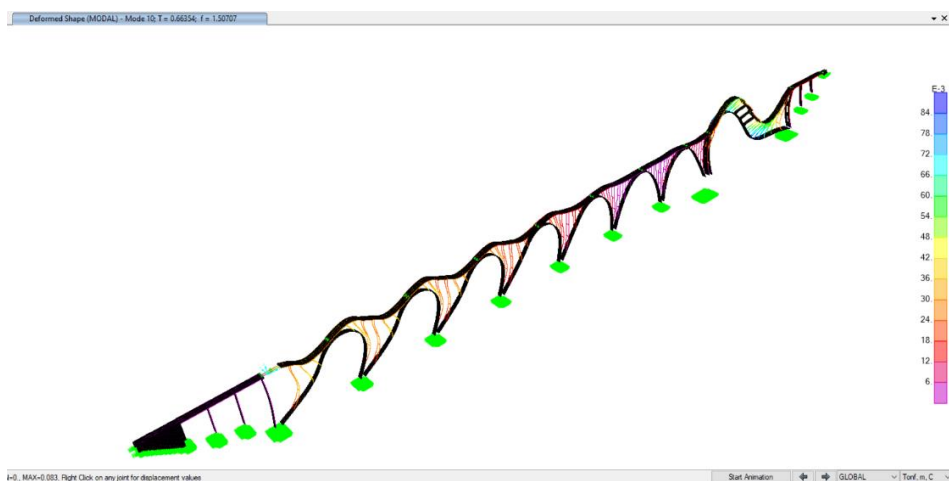
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 84 – Modo 9: $f = 1,304$ Hz.



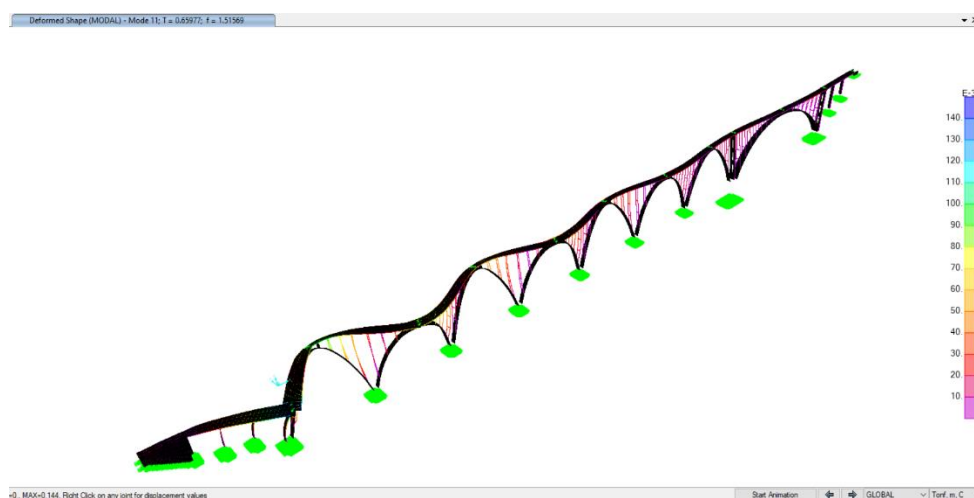
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 85 – Modo 10: $f = 1,507$ Hz.



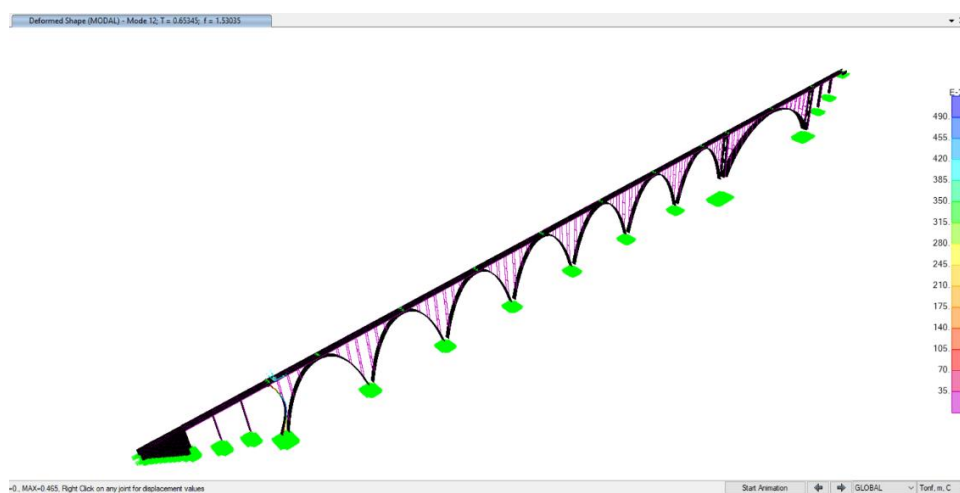
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 86 – Modo 11: $f = 1,516$ Hz.



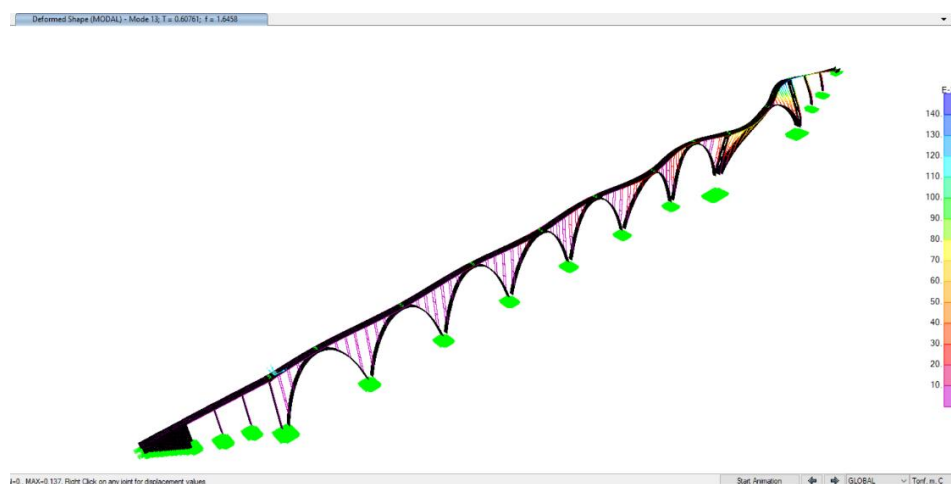
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 87 – Modo 12: $f = 1,530$ Hz.



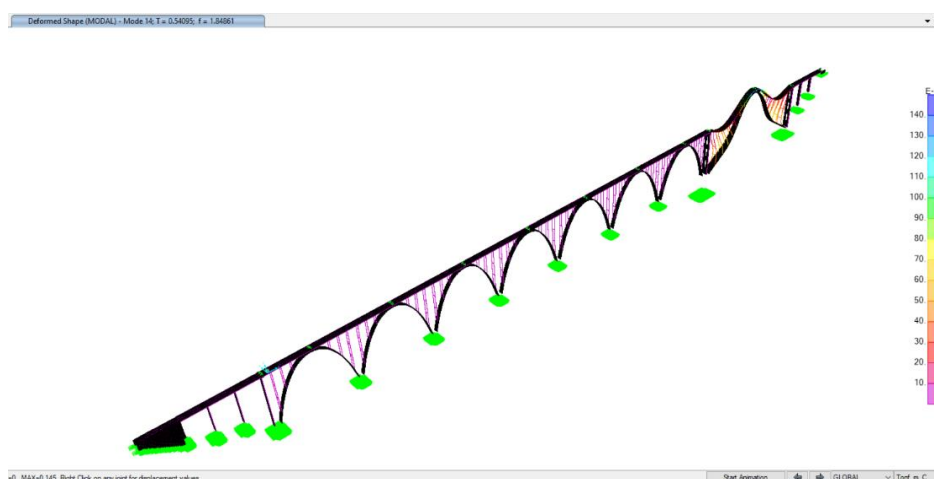
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 88 – Modo 13: $f = 1,646$ Hz.



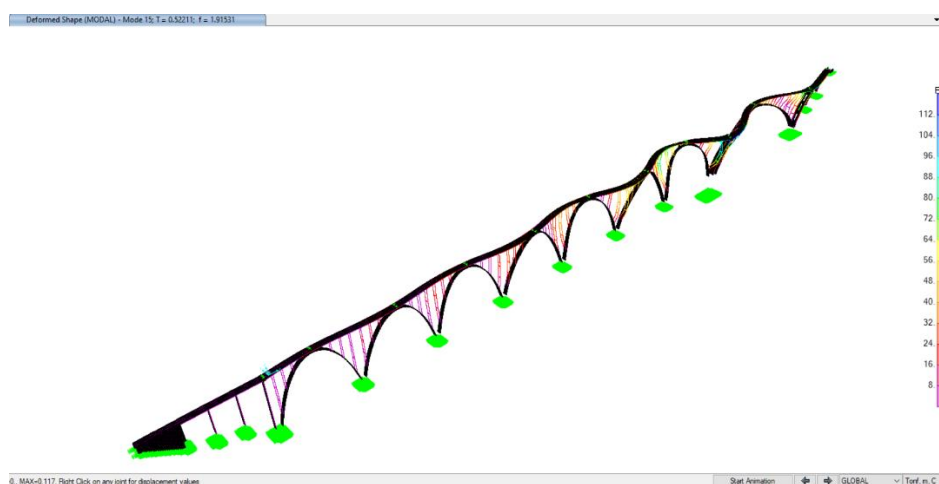
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 89 – Modo 14: $f = 1,849$ Hz.



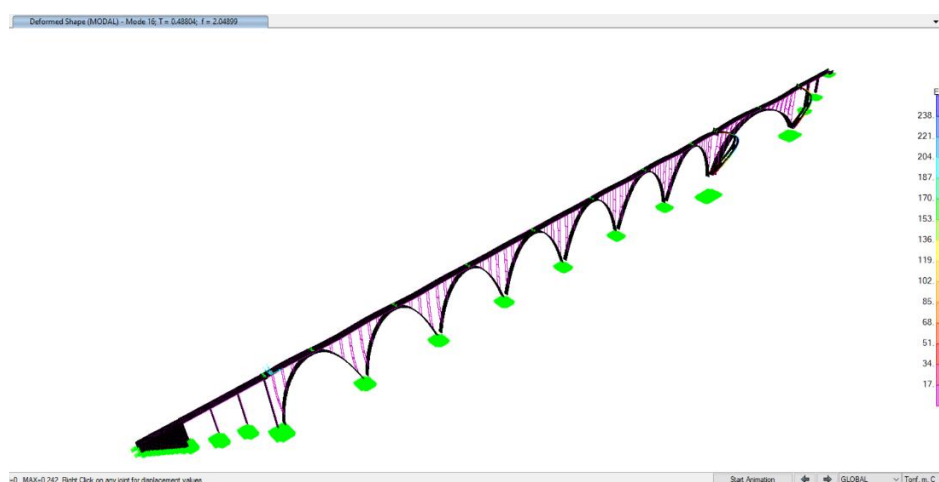
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 90 – Modo 15: $f = 1,915$ Hz.



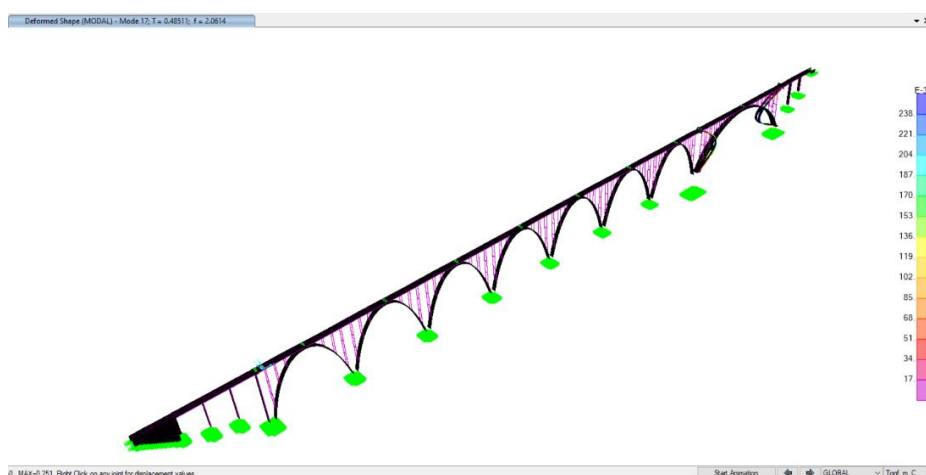
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 91 – Modo 16: $f = 2,049$ Hz.



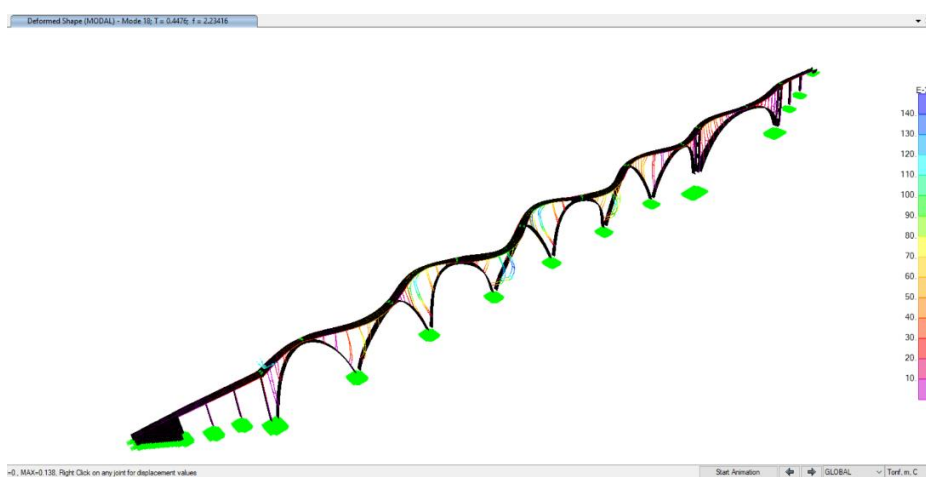
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 92 – Modo 17: $f = 2,061$ Hz.



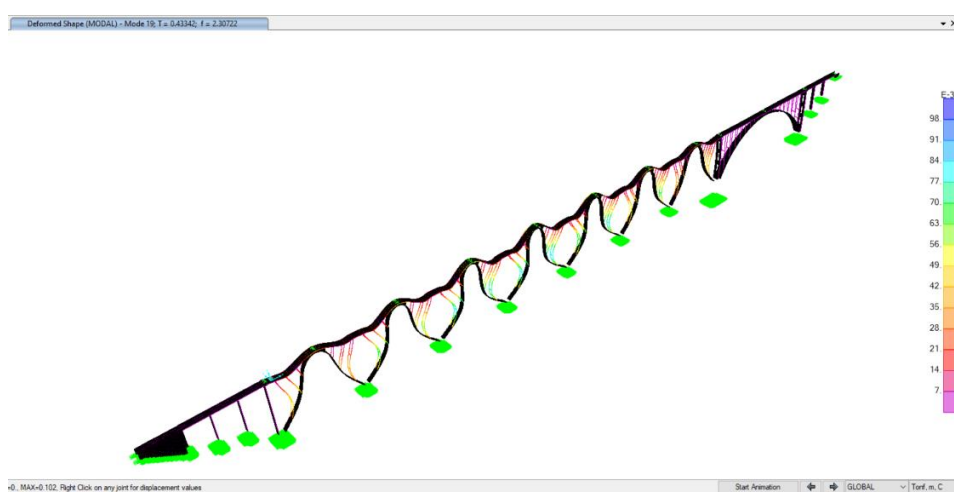
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 93 – Modo 18: $f = 2,234$ Hz.



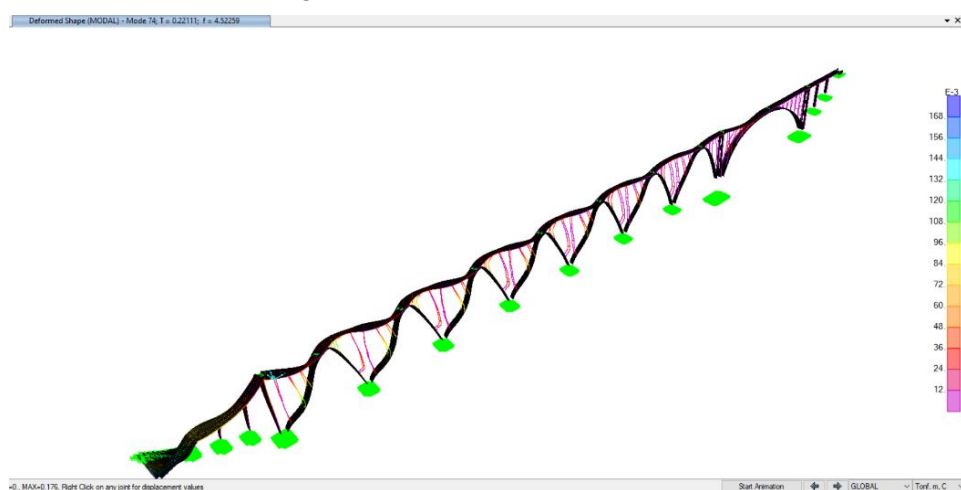
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 94 – Modo 19: $f = 2,307$ Hz.



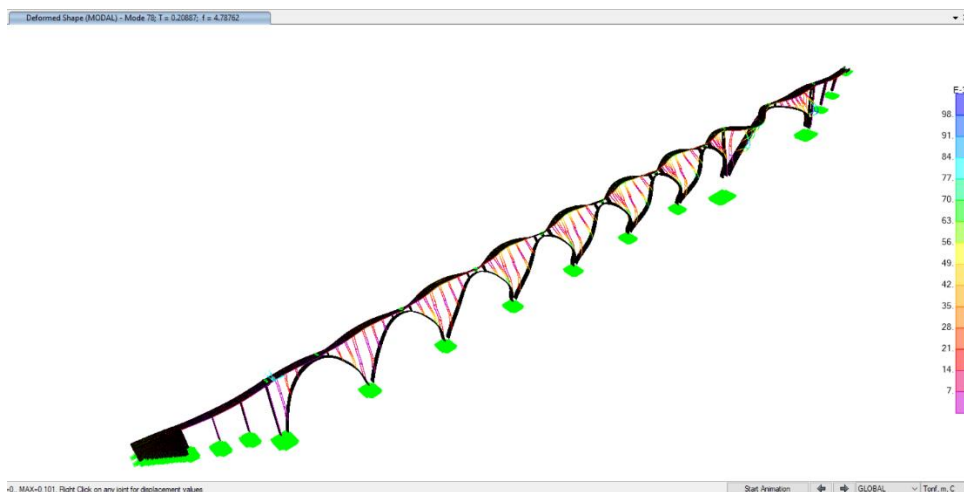
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 95 – Modo 74: $f = 4,532$ Hz.



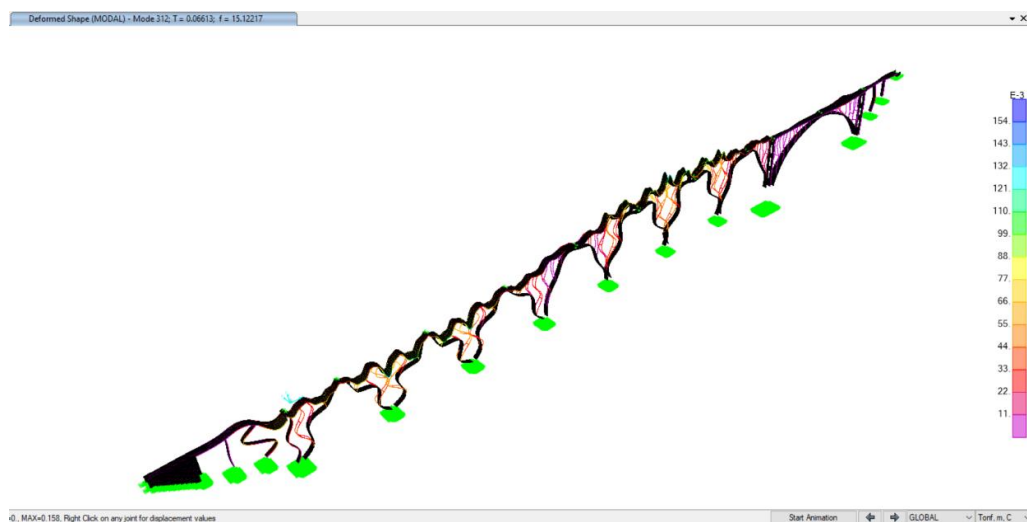
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 96 – Modo 78: $f = 4,788$ Hz.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Figura 97 – Modo 312: $f = 15,122$ Hz.

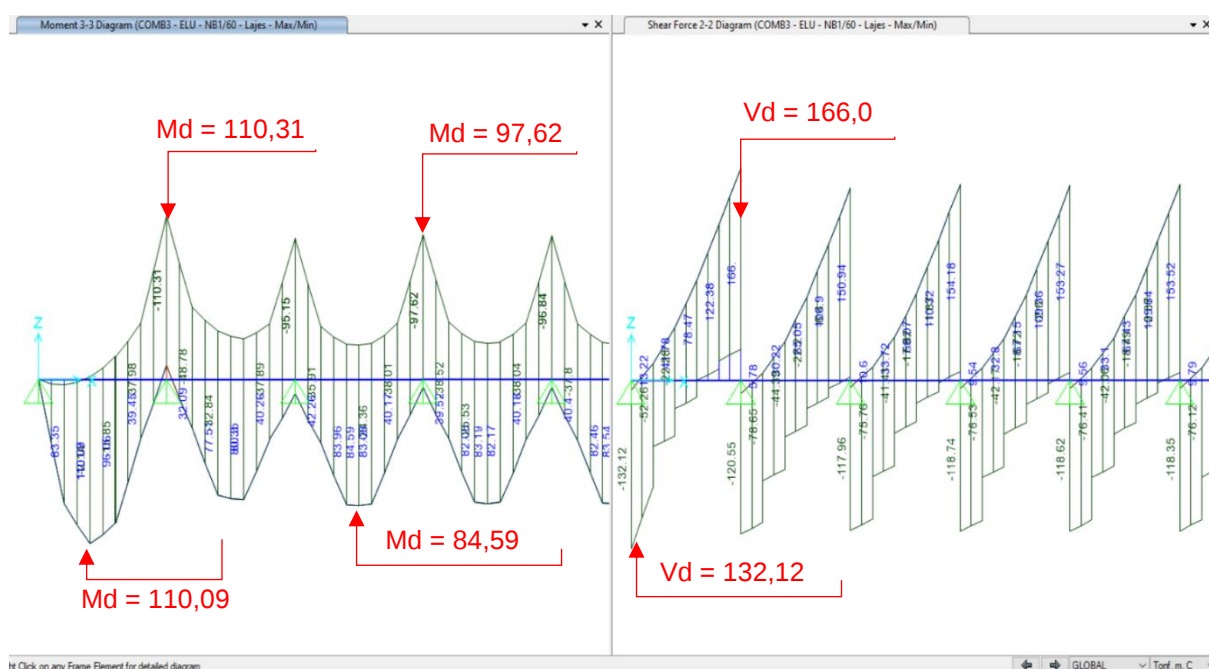


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

APÊNDICE D – INÉRCIA EQUIVALENTE DAS VIGAS E LAJES

Este apêndice apresenta de forma sucinta o cálculo da inércia equivalente do tabuleiro sobre os arcos onde se esperava redução de rigidez devido aos efeitos de fissuração do concreto. Para tal, foram realizadas combinações a partir de esforços solicitantes obtidos pelo modelo numérico para o trem tipo TB 20, seguindo as descrições de Pfeil (1985). A inércia equivalente foi calculada de acordo com o método de Brason e Metz (1963) recomendados pela NBR6118:2014.

Figura 98 – Esforços solicitantes últimos: Tabuleiro sobre os Arcos.



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Materiais:

$f_{ck} = 20 \text{ MPa};$

Aço CA 24 = 240 MPa;

Propriedades Geométricas:

$H = 45 \text{ cm};$

$B = 220 \text{ cm};$

$d = 3 \text{ cm};$

$$M(\text{perm.}) = 9,95 \text{ tf} \times m, -13,42 \text{ tf} \times m$$

$$M(\text{Móvel.}) = 31,68 \text{ tf} \times m, -29,79 \text{ tf} \times m$$

$$Md = +110,09 \text{ tf} \times m \rightarrow As = 126,27 \text{ cm}^2$$

$$Md = -110,31 \text{ tf} \times m \rightarrow As = 126,57 \text{ cm}^2$$

Figura 99 – Cálculo da rigidez equivalente: CA-50 e CA-24

ANÁLISE POR SEÇÕES CA50			ANÁLISE POR SEÇÕES CA24		
	Positivo	Negativo		Positivo	Negativo
Trecho	Tabuleiro	Tabuleiro	Trecho	Tabuleiro	Tabuleiro
PP	9.95	13.42	PP	9.95	13.42
REV	0.00	0.00	REV	0.00	0.00
SC-	0.00	0.00	SC-	0.00	0.00
SC+	46.38	44.39	SC+	46.38	44.39
ELU	110.09	110.31	ELU	110.09	110.31
ELS-CR	56.33	57.81	ELS-CR	56.33	57.81
ELS-CF	56.33	57.81	ELS-CF	56.33	57.81
ELS-CQP	37.78	40.05	ELS-CQP	37.78	40.05
As(Nec)	60.61	60.75	As(Nec)	126.27	126.57
As'(Nec)	0.00	38.00	As'(Nec)	0.00	38.00
As(adotado)	60.61	60.75	As(adotado)	126.27	126.57
As'(Adotado)	30.41	19.05	As'(Adotado)	30.41	19.05
(%) - As(As _{nec} /As _{exit})	OK	OK	(%) - As(As _{nec} /As _{exit})	OK	OK
Mfiss(tfxm)	24.62	24.62	Mfiss(tfxm)	24.62	24.62
(E _{cslc}) Bruta - tf x cm ²	355632077.38	355632077.38	(E _{cslc}) Bruta - tf x cm ²	355632077.38	355632077.38
(EI) Eq - tf x cm ²	247583956.36	237869332.70	(EI) Eq - tf x cm ²	347815670.42	340885542.48
Fator de Redução de Inércia	0.70	0.67	Fator de Redução de Inércia	0.98	0.96

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Conforme se observa nas últimas linhas da tabela a utilização do aço CA-24 atribui a seção propriedades resistentes similares a da seção não fissurada. Por ser um aço que tem o mesmo módulo de elasticidade do CA-50 e trabalhar com menores tensões, o aço CA-24 exige maiores quantidades, reequilibrando as propriedades resistentes da seção.

Ressalta-se ainda, que os ensaios foram realizados sem a passagem das locomotivas, não colocando a ponte sobre tensões que acentuem o comportamento não linear das peças. Para as verificações acima foram considerados contribuições da carga móvel com os fatores Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 iguais a 1, 1 e 0,6 para as combinações rara, frequente e quase permanente da NBR 8681: 2013 (ABNT, 2003).

APÊNDICE E – ENSAIOS MODAIS E PROCESSAMENTOS

ANÁLISE MODAL

Tabela 13 – Ensaio Modal

Arq.	Medias			Amplitudes			
	X	Y	Z	X	Y	Z	Vet
1	1.68E-19	-2.44E-19	-2.09E-19	1.91E-03	2.57E-03	2.15E-03	2.63E-03
2	5.92E-18	-4.30E-18	-2.23E-18	2.74E-02	2.72E-02	2.05E-02	3.30E-02
3	3.80E-18	-5.17E-18	-4.28E-18	2.93E-02	2.95E-02	2.23E-02	3.57E-02
4	3.67E-18	-4.74E-18	-5.03E-18	3.07E-02	3.09E-02	2.40E-02	3.73E-02
5	5.42E-18	-6.70E-18	-5.87E-18	3.19E-02	3.22E-02	2.49E-02	3.89E-02
6	5.61E-18	-5.89E-18	-4.80E-18	3.28E-02	3.28E-02	2.59E-02	4.00E-02
7	4.57E-19	-6.62E-19	-4.87E-19	3.12E-03	4.24E-03	3.63E-03	4.27E-03
8	1.67E-18	-1.12E-18	-9.79E-19	8.18E-03	5.39E-03	5.74E-03	8.48E-03
9	1.46E-18	-1.32E-18	-1.72E-18	9.86E-03	7.14E-03	6.95E-03	1.06E-02
10	1.13E-18	-1.36E-18	-1.39E-18	1.15E-02	9.33E-03	8.42E-03	1.29E-02
11	2.12E-18	-2.05E-18	-1.55E-18	1.36E-02	1.24E-02	9.97E-03	1.51E-02
12	2.33E-18	-2.39E-18	-1.69E-18	1.53E-02	1.29E-02	1.16E-02	1.74E-02
13	2.94E-18	-3.45E-18	-2.95E-18	2.30E-02	2.23E-02	1.70E-02	2.73E-02
14	3.14E-18	-2.90E-18	-2.44E-18	2.52E-02	2.44E-02	1.86E-02	2.99E-02
15	1.74E-17	-3.37E-17	-9.36E-19	1.11E-01	1.52E-01	7.75E-03	1.41E-01
16	2.00E-17	-3.41E-17	-2.62E-18	1.25E-01	1.69E-01	1.93E-02	1.59E-01
17	3.07E-17	-3.68E-17	-3.26E-18	1.27E-01	1.71E-01	2.09E-02	1.62E-01
18	1.99E-17	-4.00E-17	-3.92E-18	1.28E-01	1.73E-01	2.22E-02	1.63E-01
19	2.21E-17	-2.07E-17	-2.92E-18	1.30E-01	1.75E-01	2.35E-02	1.65E-01
20	1.94E-17	-2.25E-17	-1.89E-18	1.14E-01	1.55E-01	9.92E-03	1.45E-01
21	2.60E-17	-2.53E-17	-2.17E-18	1.15E-01	1.56E-01	1.10E-02	1.46E-01
22	2.05E-17	-3.03E-17	-1.72E-18	1.16E-01	1.58E-01	1.20E-02	1.48E-01
23	2.34E-17	-2.95E-17	-2.36E-18	1.16E-01	1.58E-01	1.24E-02	1.48E-01
24	2.18E-17	-2.16E-17	-2.19E-18	1.17E-01	1.59E-01	1.27E-02	1.49E-01
25	2.01E-17	-2.28E-17	-1.70E-18	1.19E-01	1.62E-01	1.42E-02	1.52E-01
26	1.82E-17	-2.30E-17	-2.33E-18	1.21E-01	1.65E-01	1.56E-02	1.55E-01
27	1.64E-17	-2.81E-17	-2.81E-18	1.23E-01	1.67E-01	1.74E-02	1.57E-01
28	-1.19E-19	2.25E-19	1.87E-19	2.47E-03	1.16E-02	2.89E-03	6.54E-03
29	-3.82E-19	-7.46E-20	5.21E-19	3.54E-03	1.13E-02	3.33E-03	6.31E-03
30	-3.36E-19	3.88E-20	4.98E-19	3.43E-03	1.12E-02	3.19E-03	6.13E-03
31	-4.93E-19	2.77E-19	6.84E-19	3.39E-03	7.94E-03	3.45E-03	4.76E-03
32	-4.84E-19	2.47E-19	6.66E-19	3.60E-03	1.09E-02	4.32E-03	6.18E-03
33	-4.90E-19	9.47E-20	3.51E-19	4.41E-03	1.97E-02	5.33E-03	1.10E-02
34	-2.99E-19	2.58E-19	4.98E-19	2.49E-03	1.21E-02	2.79E-03	6.77E-03
35	-9.45E-20	2.34E-20	4.67E-19	1.79E-03	6.95E-03	3.04E-03	3.89E-03
36	5.67E-20	-1.03E-19	3.58E-19	1.49E-03	5.40E-03	2.62E-03	3.20E-03
37	2.38E-19	-1.99E-19	3.37E-19	2.62E-03	7.90E-03	2.84E-03	4.57E-03
38	-7.24E-19	5.63E-19	6.06E-19	4.97E-03	9.91E-03	3.99E-03	6.34E-03
39	-8.83E-19	4.63E-19	7.65E-19	5.42E-03	8.04E-03	4.98E-03	6.53E-03
40	-6.64E-19	4.70E-19	1.02E-18	4.74E-03	1.04E-02	5.13E-03	6.83E-03
41	-3.91E-19	1.73E-19	5.17E-19	3.59E-03	9.01E-03	4.00E-03	5.44E-03
42	8.48E-19	-9.62E-19	-4.89E-19	6.82E-03	1.77E-02	6.28E-03	1.12E-02
43	-2.39E-19	-1.64E-18	-2.88E-18	2.61E-03	1.21E-02	1.66E-02	1.44E-02
44	-5.94E-19	-1.30E-18	-2.38E-18	3.73E-03	1.11E-02	1.57E-02	1.35E-02
45	-7.88E-19	-1.11E-18	-1.54E-18	5.21E-03	1.02E-02	1.44E-02	1.24E-02
46	-1.27E-18	-6.80E-19	-3.03E-18	7.25E-03	8.66E-03	1.28E-02	1.14E-02
47	-1.74E-18	-5.02E-19	-1.54E-18	8.49E-03	1.08E-02	1.15E-02	1.11E-02
48	-8.79E-19	8.02E-19	-1.25E-18	6.85E-03	1.74E-02	9.98E-03	1.08E-02
49	3.21E-20	-6.23E-20	-5.98E-19	8.37E-03	2.31E-02	7.83E-03	1.39E-02
50	2.25E-18	-1.95E-18	-1.04E-18	1.12E-02	1.45E-02	8.07E-03	1.32E-02
51	-6.50E-19	-8.92E-19	-2.64E-18	4.09E-03	1.52E-02	1.35E-02	1.27E-02
52	-1.82E-19	-1.59E-18	-2.62E-18	2.91E-03	1.31E-02	1.47E-02	1.32E-02
53	-1.16E-20	-1.96E-18	-2.89E-18	2.97E-03	1.51E-02	1.63E-02	1.46E-02
54	2.16E-19	-1.19E-18	-2.90E-18	2.42E-03	1.45E-02	1.73E-02	1.65E-02
55	3.01E-19	-2.26E-18	-3.23E-18	2.72E-03	1.45E-02	1.82E-02	1.71E-02
56	1.91E-19	-2.11E-18	-3.01E-18	2.55E-03	1.41E-02	1.80E-02	1.65E-02
57	-2.38E-20	-2.13E-18	-2.23E-18	2.14E-03	1.36E-02	1.74E-02	1.58E-02
58	1.74E-19	-1.22E-19	-5.74E-20	2.85E-03	1.40E-02	3.28E-03	7.67E-03
59	-1.78E-18	1.53E-18	1.60E-18	9.53E-03	1.22E-02	8.45E-03	1.25E-02
60	-1.93E-18	1.53E-18	1.31E-18	1.09E-02	1.44E-02	1.46E-02	1.37E-02
61	-2.18E-18	1.90E-18	2.23E-18	1.29E-02	1.78E-02	1.03E-02	1.51E-02

62	-2.28E-18	1.78E-18	2.37E-18	1.35E-02	1.91E-02	1.32E-02	1.76E-02
63	3.95E-19	-3.55E-19	-1.34E-19	2.61E-03	1.03E-02	1.89E-03	5.70E-03
64	2.15E-19	-3.11E-19	-1.96E-19	2.31E-03	1.16E-02	1.80E-03	6.39E-03
65	7.31E-20	-1.30E-19	-5.43E-20	1.92E-03	1.09E-02	1.65E-03	6.08E-03
66	-1.27E-20	4.19E-20	1.65E-19	1.75E-03	8.68E-03	1.76E-03	4.84E-03
67	-2.00E-19	2.19E-19	3.71E-19	2.59E-03	1.53E-02	2.40E-03	8.33E-03
68	-5.58E-19	7.46E-19	5.61E-19	3.33E-03	9.75E-03	3.25E-03	5.71E-03
69	-8.66E-19	1.18E-18	7.27E-19	5.38E-03	1.09E-02	4.73E-03	7.34E-03
70	-9.50E-19	1.36E-18	9.61E-19	7.23E-03	1.20E-02	6.33E-03	9.94E-03
71	9.39E-19	-9.65E-19	-8.17E-19	1.11E-02	1.88E-02	1.01E-02	1.55E-02
72	7.61E-18	-1.03E-17	-6.41E-18	4.41E-02	5.41E-02	4.40E-02	6.22E-02
73	7.27E-18	-8.15E-18	-9.64E-18	4.33E-02	5.33E-02	4.42E-02	6.16E-02
74	5.30E-18	-7.72E-18	-7.59E-18	4.28E-02	5.30E-02	4.41E-02	6.12E-02
75	6.54E-18	-9.11E-18	-6.97E-18	4.23E-02	5.45E-02	4.43E-02	6.02E-02
76	6.49E-18	-1.07E-17	-7.97E-18	4.20E-02	5.37E-02	4.37E-02	6.01E-02
77	-6.37E-19	3.40E-18	1.38E-18	4.12E-02	5.27E-02	4.27E-02	5.92E-02
78	1.66E-18	-2.59E-18	-2.43E-18	1.48E-02	1.88E-02	1.46E-02	1.89E-02
79	2.94E-18	-4.30E-18	-3.87E-18	1.88E-02	2.07E-02	1.92E-02	2.52E-02
80	3.82E-18	-4.38E-18	-4.66E-18	2.20E-02	3.42E-02	2.26E-02	2.97E-02
81	4.64E-18	-3.94E-18	-2.87E-18	2.45E-02	3.08E-02	2.49E-02	3.13E-02
82	5.83E-18	-8.89E-18	-5.35E-18	3.70E-02	4.78E-02	3.50E-02	5.29E-02
83	7.00E-18	-7.50E-18	-5.79E-18	4.06E-02	5.07E-02	3.87E-02	5.72E-02
84	7.10E-18	-1.23E-17	-7.77E-18	4.30E-02	5.38E-02	4.15E-02	6.06E-02
85	6.64E-18	-8.79E-18	-6.80E-18	4.41E-02	5.43E-02	4.33E-02	6.16E-02
86	-1.73E-20	-6.71E-20	-3.25E-20	7.26E-03	1.85E-02	5.63E-03	1.20E-02
87	3.19E-18	-3.29E-18	-1.59E-18	1.73E-02	2.43E-02	1.37E-02	2.08E-02
88	3.11E-18	-3.28E-18	-2.17E-18	1.63E-02	1.92E-02	1.29E-02	1.98E-02
89	2.42E-18	-3.52E-18	-2.29E-18	1.63E-02	2.12E-02	1.26E-02	2.01E-02
90	2.85E-18	-2.87E-18	-1.91E-18	1.59E-02	1.89E-02	1.22E-02	1.96E-02
91	2.96E-18	-2.95E-18	-2.49E-18	1.62E-02	2.13E-02	1.25E-02	1.96E-02
92	1.63E-18	-2.23E-18	-2.74E-18	1.59E-02	2.97E-02	1.24E-02	2.01E-02
93	2.21E-18	-2.21E-18	-1.32E-18	1.57E-02	1.76E-02	1.19E-02	1.91E-02
94	1.63E-18	-1.05E-18	1.08E-19	1.63E-02	2.38E-02	1.22E-02	2.04E-02
95	2.34E-18	-2.42E-18	-1.38E-18	1.22E-02	2.06E-02	8.71E-03	1.49E-02
96	2.76E-18	-2.77E-18	-2.12E-18	1.53E-02	2.50E-02	1.19E-02	1.86E-02
97	2.94E-18	-3.12E-18	-1.83E-18	1.76E-02	1.98E-02	1.34E-02	2.07E-02
98	2.86E-18	-3.09E-18	-1.71E-18	1.95E-02	2.72E-02	1.48E-02	2.43E-02
99	3.64E-18	-3.08E-18	-2.06E-18	1.91E-02	2.73E-02	1.47E-02	2.22E-02
100	3.30E-18	-2.43E-18	-2.38E-18	1.90E-02	2.77E-02	1.51E-02	2.33E-02
101	3.01E-18	-2.09E-18	-2.64E-18	1.85E-02	2.17E-02	1.49E-02	2.32E-02
102	3.07E-18	-3.16E-18	-2.47E-18	1.81E-02	2.05E-02	1.44E-02	2.23E-02
103	4.03E-18	-2.25E-19	1.28E-18	2.58E-02	1.47E-02	2.05E-02	2.67E-02
104	8.35E-18	-2.90E-18	1.37E-18	4.23E-02	1.99E-02	6.61E-03	3.57E-02
105	9.88E-18	-2.24E-18	1.21E-18	4.26E-02	1.97E-02	6.96E-03	3.54E-02
106	8.54E-18	-2.78E-18	9.83E-19	4.34E-02	2.27E-02	7.40E-03	3.68E-02
107	6.32E-18	-4.03E-19	8.22E-19	4.26E-02	1.43E-02	5.45E-03	3.25E-02
108	1.21E-17	-6.15E-19	2.49E-19	4.45E-02	1.41E-02	4.79E-03	3.38E-02
109	5.40E-18	-2.10E-18	1.65E-18	3.71E-02	1.42E-02	1.23E-02	3.13E-02
110	7.97E-18	-2.77E-18	8.31E-19	4.25E-02	2.10E-02	8.10E-03	3.59E-02
111	8.46E-18	-4.23E-18	9.55E-19	4.57E-02	2.54E-02	4.52E-03	3.85E-02
112	6.40E-18	-2.91E-18	4.96E-19	4.69E-02	2.55E-02	4.59E-03	3.92E-02
113	1.29E-17	-1.98E-18	6.07E-19	4.55E-02	2.28E-02	3.42E-03	3.86E-02
114	7.55E-18	-3.48E-18	6.63E-19	4.33E-02	3.08E-02	7.94E-03	3.70E-02
115	6.66E-18	-4.83E-18	1.34E-18	4.42E-02	3.07E-02	8.43E-03	3.62E-02
116	6.62E-18	-3.81E-18	1.23E-18	4.25E-02	2.02E-02	6.50E-03	3.55E-02
117	6.05E-19	-4.06E-19	-4.93E-19	6.26E-03	1.08E-02	4.06E-03	7.02E-03
118	8.41E-19	-7.88E-19	-1.41E-18	1.09E-02	6.17E-03	9.13E-03	1.14E-02
119	2.28E-18	-1.42E-18	-2.11E-18	1.25E-02	1.05E-02	1.01E-02	1.28E-02
120	2.27E-18	-1.26E-18	-1.83E-18	1.31E-02	1.37E-02	1.14E-02	1.40E-02
121	2.39E-18	-1.24E-18	-1.91E-18	1.42E-02	1.74E-02	1.20E-02	1.40E-02
122	-4.84E-19	2.92E-19	1.40E-18	1.21E-02	1.85E-02	1.11E-02	1.37E-02
123	1.40E-18	-1.19E-18	-9.00E-19	1.10E-02	2.79E-02	8.24E-03	1.58E-02
124	1.25E-18	-9.53E-19	-1.62E-18	1.76E-02	3.35E-02	1.03E-02	2.08E-02
125	1.60E-18	-1.51E-18	-1.96E-18	9.88E-03	2.20E-02	1.01E-02	1.32E-02
126	1.30E-18	-9.35E-19	-1.99E-18	1.08E-02	2.01E-02	1.02E-02	1.29E-02
127	1.47E-18	-1.10E-18	-1.98E-18	8.95E-03	1.13E-02	1.02E-02	1.23E-02
128	1.58E-18	-1.37E-18	-1.44E-18	1.11E-02	3.61E-02	1.09E-02	1.97E-02
129	1.66E-18	-1.38E-18	-1.63E-18	9.33E-03	1.67E-02	1.05E-02	1.19E-02
130	1.96E-18	-6.06E-19	-1.70E-18	1.08E-02	2.68E-02	9.12E-03	1.50E-02
131	-1.41E-18	3.80E-18	2.83E-18	1.72E-02	3.23E-02	2.83E-02	3.40E-02
132	-4.48E-18	2.89E-18	-8.25E-19	2.14E-02	2.08E-02	6.11E-03	2.09E-02
133	-3.47E-18	3.01E-18	-6.04E-19	2.11E-02	2.03E-02	5.78E-03	2.04E-02

134	-4.12E-18	2.12E-18	-4.94E-19	2.05E-02	2.08E-02	5.93E-03	1.99E-02
135	-3.72E-18	3.23E-18	-8.97E-19	2.11E-02	1.76E-02	5.99E-03	2.02E-02
136	8.35E-19	-7.87E-19	2.42E-19	2.24E-02	2.75E-02	6.57E-03	2.19E-02
137	-1.31E-19	1.99E-18	3.04E-18	4.82E-03	1.26E-02	1.64E-02	1.65E-02
138	1.12E-18	7.19E-19	1.78E-18	7.49E-03	5.07E-03	9.06E-03	1.01E-02
139	-9.80E-19	3.47E-18	-5.14E-19	5.88E-03	2.06E-02	3.15E-03	1.63E-02
140	-4.88E-19	4.09E-18	-7.55E-19	5.46E-03	2.20E-02	5.27E-03	1.66E-02
141	-7.89E-19	2.73E-18	-1.43E-18	5.74E-03	2.22E-02	6.41E-03	1.49E-02
142	-3.15E-19	3.09E-18	-7.33E-19	5.90E-03	2.19E-02	6.71E-03	1.52E-02
143	-3.55E-18	2.78E-18	-1.25E-18	2.10E-02	2.47E-02	6.36E-03	2.05E-02
144	-2.69E-18	2.29E-18	-7.11E-19	2.03E-02	1.78E-02	5.93E-03	1.99E-02
145	2.53E-18	-2.31E-18	-2.08E-18	2.08E-02	2.64E-02	1.56E-02	2.79E-02
146	1.47E-17	-1.85E-17	-9.82E-18	9.63E-02	1.08E-01	7.37E-02	1.20E-01
147	1.88E-17	-1.57E-17	-9.77E-18	1.03E-01	1.16E-01	7.95E-02	1.33E-01
148	1.94E-17	-1.87E-17	-1.36E-17	1.09E-01	1.23E-01	8.57E-02	1.40E-01
149	2.25E-17	-1.95E-17	-1.43E-17	1.12E-01	1.27E-01	9.02E-02	1.45E-01
150	1.65E-17	-2.46E-17	-6.44E-18	1.12E-01	1.28E-01	9.17E-02	1.46E-01
151	6.42E-18	-5.68E-18	-6.84E-18	3.46E-02	3.69E-02	2.80E-02	4.30E-02
152	7.41E-18	-7.20E-18	-5.95E-18	3.99E-02	4.22E-02	3.37E-02	5.06E-02
153	5.52E-18	-6.01E-18	-4.69E-18	4.21E-02	4.53E-02	3.59E-02	5.34E-02
154	7.76E-18	-8.11E-18	-5.97E-18	4.43E-02	4.77E-02	3.78E-02	5.67E-02
155	9.12E-18	-9.99E-18	-6.91E-18	4.61E-02	4.95E-02	4.02E-02	5.92E-02
156	1.04E-17	-8.99E-18	-2.66E-18	4.83E-02	5.20E-02	4.21E-02	6.21E-02
157	6.90E-18	-8.60E-18	-7.60E-18	5.23E-02	5.68E-02	4.42E-02	6.71E-02
158	5.73E-18	-1.19E-17	-6.89E-18	6.05E-02	6.58E-02	4.87E-02	7.67E-02
159	1.07E-18	-1.46E-18	-8.74E-19	9.01E-03	1.45E-02	7.13E-03	1.27E-02
160	2.58E-18	-3.17E-18	-1.98E-18	1.86E-02	1.98E-02	1.39E-02	2.18E-02
161	4.35E-18	-4.54E-18	-3.25E-18	2.59E-02	3.49E-02	2.02E-02	3.13E-02
162	4.88E-18	-4.64E-18	-3.75E-18	2.98E-02	3.18E-02	2.44E-02	3.66E-02
163	5.97E-18	-4.50E-18	-6.61E-18	3.41E-02	3.61E-02	2.80E-02	4.24E-02
164	5.72E-18	-7.94E-18	-5.12E-18	3.91E-02	4.28E-02	3.19E-02	4.78E-02
165	1.03E-17	-1.54E-17	-8.23E-18	6.56E-02	7.05E-02	5.60E-02	8.38E-02
166	1.00E-17	-1.27E-17	-1.05E-17	6.08E-02	6.55E-02	5.12E-02	7.74E-02
167	2.61E-18	-7.59E-18	-6.88E-18	1.94E-02	4.78E-02	3.88E-02	4.82E-02
168	8.05E-18	-1.19E-17	-1.38E-17	4.71E-02	8.35E-02	7.11E-02	8.99E-02
169	5.33E-18	-1.18E-17	-1.28E-17	4.72E-02	8.43E-02	7.25E-02	9.08E-02
170	1.12E-17	-1.05E-17	-1.16E-17	4.49E-02	8.20E-02	7.23E-02	8.92E-02
171	9.65E-18	-1.17E-17	-1.52E-17	4.25E-02	7.95E-02	7.09E-02	8.60E-02
172	9.66E-18	-1.39E-17	-1.16E-17	4.14E-02	7.80E-02	6.92E-02	8.45E-02
173	5.06E-18	-1.00E-17	-8.88E-18	3.16E-02	6.01E-02	4.98E-02	6.34E-02
174	6.46E-18	-1.15E-17	-7.24E-18	3.78E-02	6.53E-02	5.38E-02	6.95E-02
175	6.56E-18	-9.54E-18	-1.05E-17	4.02E-02	6.91E-02	5.75E-02	7.39E-02
176	4.78E-18	-1.08E-17	-8.01E-18	3.20E-02	6.70E-02	6.08E-02	7.24E-02
177	5.92E-18	-9.50E-18	-1.35E-17	3.42E-02	6.84E-02	6.16E-02	7.39E-02
178	6.60E-18	-1.00E-17	-1.09E-17	3.75E-02	7.25E-02	6.31E-02	7.78E-02
179	5.73E-18	-1.15E-17	-7.14E-18	4.15E-02	7.72E-02	6.57E-02	8.27E-02
180	9.98E-18	-9.99E-18	-7.83E-18	4.46E-02	8.06E-02	6.82E-02	8.66E-02
181	1.34E-17	-1.30E-17	-1.29E-17	7.07E-02	7.02E-02	6.81E-02	9.04E-02
182	1.62E-17	-1.35E-17	-1.85E-17	9.24E-02	9.10E-02	9.11E-02	1.19E-01
183	1.88E-17	-1.32E-17	-1.94E-17	9.33E-02	9.21E-02	9.16E-02	1.20E-01
184	2.01E-17	-1.31E-17	-1.61E-17	9.56E-02	9.44E-02	9.27E-02	1.23E-01
185	1.40E-17	-1.60E-17	-1.71E-17	9.88E-02	9.86E-02	9.54E-02	1.27E-01
186	2.04E-17	-1.49E-17	-1.80E-17	1.02E-01	1.03E-01	9.77E-02	1.32E-01
187	1.95E-17	-1.98E-17	-1.89E-17	1.06E-01	1.07E-01	1.01E-01	1.37E-01
188	-1.63E-17	1.78E-17	1.65E-17	9.75E-02	9.84E-02	9.29E-02	1.25E-01
189	1.67E-17	-1.75E-17	-1.59E-17	8.21E-02	8.04E-02	7.82E-02	1.03E-01
190	1.25E-17	-1.46E-17	-1.44E-17	8.83E-02	8.72E-02	8.43E-02	1.13E-01
191	1.67E-17	-1.60E-17	-1.26E-17	9.25E-02	9.03E-02	8.78E-02	1.18E-01
192	1.33E-17	-1.72E-17	-1.32E-17	9.44E-02	9.29E-02	9.09E-02	1.21E-01
193	2.14E-17	-1.66E-17	-1.61E-17	9.36E-02	9.26E-02	9.16E-02	1.21E-01
194	1.97E-17	-1.28E-17	-1.25E-17	9.25E-02	9.15E-02	9.13E-02	1.20E-01
195	1.45E-17	-2.12E-17	-1.39E-17	9.22E-02	9.10E-02	9.09E-02	1.19E-01
196	1.30E-17	-1.47E-17	-1.04E-17	9.20E-02	9.14E-02	9.10E-02	1.19E-01
197	6.13E-18	-1.75E-17	-1.13E-17	3.88E-02	8.81E-02	7.14E-02	9.10E-02
198	9.57E-18	-2.01E-17	-1.39E-17	5.98E-02	1.12E-01	9.29E-02	1.19E-01
199	9.04E-18	-2.06E-17	-2.19E-17	6.02E-02	1.12E-01	9.30E-02	1.19E-01
200	1.20E-17	-1.76E-17	-1.77E-17	6.05E-02	1.17E-01	9.32E-02	1.22E-01
201	8.71E-18	-1.17E-17	-1.39E-17	5.28E-02	1.01E-01	8.31E-02	1.06E-01
202	6.01E-18	-1.98E-17	-7.33E-18	5.56E-02	1.04E-01	8.73E-02	1.11E-01
203	8.28E-18	-1.61E-17	-1.09E-17	5.79E-02	1.06E-01	8.93E-02	1.13E-01
204	1.25E-17	-2.12E-17	-1.25E-17	6.12E-02	1.10E-01	9.17E-02	1.17E-01
205	1.16E-17	-2.33E-17	-1.71E-17	6.00E-02	1.12E-01	9.36E-02	1.20E-01

206	9.77E-18	-1.35E-17	-1.44E-17	5.88E-02	1.11E-01	9.21E-02	1.17E-01
207	8.31E-18	-2.31E-17	-1.27E-17	5.90E-02	1.10E-01	9.14E-02	1.17E-01
208	1.03E-17	-1.26E-17	-1.44E-17	6.01E-02	1.12E-01	9.20E-02	1.18E-01
209	1.45E-17	-2.20E-17	-1.69E-17	6.86E-02	1.05E-01	8.73E-02	1.15E-01
210	2.36E-17	-2.41E-17	-2.10E-17	1.11E-01	1.41E-01	1.26E-01	1.66E-01
211	2.24E-17	-2.56E-17	-2.52E-17	1.14E-01	1.42E-01	1.29E-01	1.68E-01
212	1.68E-17	-2.34E-17	-1.50E-17	1.14E-01	1.42E-01	1.31E-01	1.69E-01
213	8.63E-18	-2.28E-17	-1.96E-17	1.11E-01	1.39E-01	1.30E-01	1.66E-01
214	1.72E-17	-3.03E-17	-2.52E-17	1.30E-01	1.56E-01	1.51E-01	1.90E-01
215	1.27E-17	-2.18E-17	-1.71E-17	7.97E-02	1.16E-01	9.69E-02	1.29E-01
216	1.31E-17	-2.00E-17	-1.52E-17	8.52E-02	1.20E-01	1.02E-01	1.35E-01
217	1.17E-17	-1.63E-17	-1.13E-17	8.84E-02	1.22E-01	1.05E-01	1.38E-01
218	1.69E-17	-2.78E-17	-1.57E-17	9.25E-02	1.26E-01	1.09E-01	1.43E-01
219	1.36E-17	-2.30E-17	-1.66E-17	9.66E-02	1.29E-01	1.13E-01	1.48E-01
220	1.95E-17	-2.12E-17	-2.03E-17	1.01E-01	1.33E-01	1.17E-01	1.53E-01
221	1.62E-17	-2.28E-17	-2.38E-17	1.05E-01	1.35E-01	1.20E-01	1.57E-01
222	1.38E-17	-1.70E-17	-2.08E-17	1.08E-01	1.38E-01	1.22E-01	1.61E-01
223	1.81E-18	3.69E-16	-4.24E-18	2.35E-02	3.95E+00	2.47E-02	2.40E+00
224	6.50E-18	2.86E-16	-4.40E-18	4.37E-02	1.85E+00	3.36E-02	1.22E+00
225	7.93E-18	3.65E-16	-6.76E-18	4.02E-02	2.69E+00	3.60E-02	1.62E+00
226	6.09E-18	2.65E-16	-8.88E-18	4.74E-02	2.41E+00	4.18E-02	1.42E+00
227	1.07E-17	2.31E-16	-9.83E-18	5.31E-02	1.69E+00	4.73E-02	1.15E+00
228	9.06E-18	2.02E-16	-6.14E-18	5.83E-02	2.17E+00	5.15E-02	1.38E+00
229	8.77E-18	2.31E-16	-9.99E-18	6.36E-02	2.31E+00	5.59E-02	1.45E+00
230	2.28E-17	-1.86E-17	-1.44E-17	9.13E-02	1.01E-01	9.13E-02	1.24E-01
231	2.63E-17	-3.79E-17	-1.94E-17	3.21E-01	4.65E-01	3.13E-01	3.07E-01
232	2.19E-17	-2.83E-17	-1.94E-17	1.44E-01	1.68E-01	1.42E-01	1.98E-01
233	2.19E-17	-2.50E-17	-2.07E-17	1.47E-01	1.72E-01	1.44E-01	2.02E-01
234	2.82E-17	-2.46E-17	-1.49E-17	1.50E-01	1.76E-01	1.47E-01	2.06E-01
235	2.26E-17	-3.23E-17	-2.88E-17	1.52E-01	1.78E-01	1.49E-01	2.09E-01
236	1.50E-17	-2.30E-17	-1.64E-17	1.06E-01	1.16E-01	1.03E-01	1.41E-01
237	1.97E-17	-1.82E-17	-1.13E-17	1.15E-01	1.26E-01	1.12E-01	1.54E-01
238	1.36E-17	-1.61E-17	-1.67E-17	1.23E-01	1.34E-01	1.19E-01	1.64E-01
239	2.04E-17	-2.18E-17	-2.05E-17	1.28E-01	1.41E-01	1.25E-01	1.72E-01
240	1.65E-17	-2.46E-17	-1.82E-17	1.33E-01	1.45E-01	1.28E-01	1.77E-01
241	2.35E-17	-2.36E-17	-1.41E-17	1.36E-01	1.50E-01	1.32E-01	1.82E-01
242	2.59E-17	-3.05E-17	-2.66E-17	1.40E-01	1.54E-01	1.36E-01	1.87E-01
243	1.99E-17	-2.58E-17	-2.61E-17	5.13E-01	9.83E-01	4.68E-01	5.75E-01
244	2.51E-17	-2.10E-17	-1.95E-17	1.51E-01	1.35E-01	1.42E-01	1.87E-01
245	3.33E-17	-3.62E-17	-3.23E-17	2.10E-01	2.13E-01	2.04E-01	2.72E-01
246	2.89E-17	-3.35E-17	-3.41E-17	2.12E-01	2.17E-01	2.07E-01	2.77E-01
247	2.28E-17	-2.43E-17	-2.68E-17	1.63E-01	1.49E-01	1.52E-01	2.02E-01
248	9.18E-18	-1.94E-17	-2.70E-17	1.71E-01	1.60E-01	1.59E-01	2.13E-01
249	1.53E-17	-1.53E-17	-2.63E-17	1.79E-01	1.69E-01	1.66E-01	2.24E-01
250	3.23E-17	-3.17E-17	-3.86E-17	1.86E-01	1.77E-01	1.74E-01	2.34E-01
251	2.50E-17	-2.92E-17	-3.50E-17	1.92E-01	1.84E-01	1.81E-01	2.42E-01
252	3.30E-17	-2.64E-17	-3.51E-17	1.95E-01	1.88E-01	1.88E-01	2.48E-01
253	2.76E-17	-4.04E-17	-3.00E-17	1.97E-01	1.92E-01	1.92E-01	2.53E-01
254	2.74E-17	-3.06E-17	-3.42E-17	2.01E-01	1.95E-01	1.95E-01	2.57E-01
255	1.36E-16	-1.54E-16	-1.58E-16	1.29E+00	1.26E+00	1.28E+00	1.45E+00
256	7.98E-16	-8.15E-16	-6.99E-16	4.17E+00	4.14E+00	4.17E+00	5.39E+00
257	7.72E-16	-6.19E-16	-7.58E-16	4.40E+00	4.42E+00	4.32E+00	5.75E+00
258	3.25E-16	-2.25E-16	-3.00E-16	1.97E+00	1.97E+00	2.05E+00	2.49E+00
259	4.69E-16	-3.51E-16	-4.29E-16	2.48E+00	2.48E+00	2.52E+00	3.16E+00
260	5.52E-16	-4.54E-16	-5.61E-16	2.89E+00	2.84E+00	2.75E+00	3.57E+00
261	3.21E-16	-6.16E-16	-4.75E-16	3.19E+00	3.21E+00	3.13E+00	4.00E+00
262	6.29E-16	-5.24E-16	-5.46E-16	3.38E+00	3.38E+00	3.40E+00	4.28E+00
263	6.35E-16	-5.16E-16	-6.69E-16	3.63E+00	3.57E+00	3.53E+00	4.60E+00
264	7.07E-16	-5.14E-16	-7.95E-16	3.71E+00	3.72E+00	3.59E+00	4.69E+00
265	5.87E-16	-6.95E-16	-5.06E-16	3.97E+00	3.95E+00	3.93E+00	5.07E+00
266	4.56E-17	-3.69E-17	-2.85E-17	2.49E-01	1.83E-01	1.93E-01	2.75E-01
267	6.03E-17	-2.94E-17	-4.76E-17	2.93E-01	2.31E-01	2.31E-01	3.31E-01
268	4.73E-17	-4.48E-17	-3.63E-17	2.96E-01	2.34E-01	2.34E-01	3.34E-01
269	6.05E-17	-4.28E-17	-4.71E-17	2.96E-01	2.33E-01	2.35E-01	3.34E-01
270	4.04E-17	-3.67E-17	-5.05E-17	2.96E-01	2.33E-01	2.35E-01	3.35E-01
271	5.00E-17	-3.45E-17	-3.03E-17	2.61E-01	1.96E-01	2.03E-01	2.91E-01
272	4.76E-17	-1.82E-17	-4.28E-17	2.66E-01	1.98E-01	2.08E-01	2.95E-01
273	4.57E-17	-3.94E-17	-3.78E-17	2.68E-01	2.01E-01	2.09E-01	2.98E-01
274	5.06E-17	-3.25E-17	-2.98E-17	2.70E-01	2.05E-01	2.12E-01	3.01E-01
275	5.07E-17	-4.16E-17	-3.75E-17	2.75E-01	2.11E-01	2.15E-01	3.07E-01
276	5.04E-17	-5.40E-17	-3.81E-17	2.80E-01	2.16E-01	2.19E-01	3.14E-01
277	4.73E-17	-4.55E-17	-4.19E-17	2.84E-01	2.20E-01	2.23E-01	3.19E-01

278	3.43E-17	-3.87E-17	-3.57E-17	2.89E-01	2.25E-01	2.26E-01	3.25E-01
279	1.01E-17	-1.98E-17	-9.46E-18	5.69E-02	1.14E-01	5.26E-02	1.04E-01
280	9.92E-18	-1.98E-17	-3.72E-18	4.39E-02	9.74E-02	4.59E-02	8.77E-02
281	4.82E-18	-1.53E-17	-1.04E-17	4.07E-02	9.36E-02	4.27E-02	8.30E-02
282	5.95E-18	-1.50E-17	-3.59E-18	3.84E-02	9.10E-02	4.00E-02	7.95E-02
283	6.00E-18	-1.60E-17	-8.07E-18	3.78E-02	8.78E-02	3.89E-02	7.49E-02
284	3.76E-18	-1.10E-17	-5.47E-18	3.29E-02	8.25E-02	3.43E-02	6.91E-02
285	3.90E-18	-1.08E-17	-5.93E-18	2.51E-02	7.65E-02	2.87E-02	6.42E-02
286	2.75E-18	-1.18E-17	-4.35E-18	2.22E-02	7.34E-02	2.57E-02	6.08E-02
287	1.12E-17	-1.33E-17	-9.00E-18	6.55E-02	1.21E-01	5.93E-02	1.11E-01
288	9.44E-18	-1.68E-17	-9.29E-18	6.32E-02	1.19E-01	6.00E-02	1.11E-01
289	7.87E-18	-1.73E-17	-7.99E-18	6.20E-02	1.17E-01	5.97E-02	1.10E-01
290	1.13E-17	-1.95E-17	-1.11E-17	6.09E-02	1.16E-01	5.83E-02	1.08E-01
291	1.26E-17	-2.45E-17	-8.25E-18	5.91E-02	1.14E-01	5.74E-02	1.06E-01
292	6.21E-18	-1.62E-17	-1.26E-17	5.66E-02	1.11E-01	5.56E-02	1.03E-01
293	7.76E-18	-2.54E-17	-8.00E-18	5.49E-02	1.10E-01	5.30E-02	9.84E-02
294	9.72E-18	-1.49E-17	-1.05E-17	4.76E-02	1.02E-01	4.96E-02	9.26E-02
295	3.52E-17	-2.45E-17	-3.21E-17	2.46E-01	2.39E-01	2.16E-01	3.05E-01
296	4.58E-17	2.87E-16	-3.45E-17	2.76E-01	2.01E+00	2.45E-01	1.45E+00
297	3.92E-17	3.17E-16	-3.74E-17	2.78E-01	2.17E+00	2.46E-01	1.55E+00
298	4.49E-17	-3.81E-17	-3.99E-17	2.58E-01	2.50E-01	2.26E-01	3.20E-01
299	4.67E-17	-4.47E-17	-2.74E-17	2.63E-01	2.56E-01	2.32E-01	3.27E-01
300	4.06E-17	4.01E-16	-3.74E-17	2.72E-01	2.15E+00	2.40E-01	1.53E+00
301	5.66E-17	3.26E-16	-4.89E-17	2.75E-01	2.28E+00	2.43E-01	1.68E+00
302	4.67E-17	2.26E-16	-4.07E-17	2.75E-01	1.71E+00	2.44E-01	1.26E+00
303	4.75E-17	9.58E-17	-2.65E-17	2.75E-01	8.38E-01	2.44E-01	5.69E-01
304	3.64E-17	1.88E-16	-4.27E-17	2.74E-01	1.50E+00	2.44E-01	1.03E+00
305	5.01E-17	3.57E-16	-3.69E-17	2.75E-01	2.25E+00	2.44E-01	1.54E+00
306	-1.85E-19	-1.16E-18	3.21E-18	2.56E-02	3.02E-02	2.28E-02	3.97E-02
307	1.28E-18	-2.19E-18	1.95E-18	7.86E-03	1.80E-02	9.24E-03	1.67E-02
308	2.10E-18	-3.16E-18	5.13E-19	1.43E-02	2.37E-02	3.86E-03	2.11E-02
309	3.72E-18	-4.09E-18	-2.79E-19	2.02E-02	3.06E-02	3.83E-03	2.75E-02
310	3.55E-18	-7.79E-18	-8.92E-19	2.58E-02	3.69E-02	7.25E-03	3.45E-02
311	4.00E-18	-8.88E-18	-1.86E-18	3.34E-02	4.56E-02	1.24E-02	4.39E-02
312	8.79E-18	-1.22E-17	-2.63E-18	4.23E-02	5.56E-02	1.90E-02	5.48E-02
313	3.86E-17	-5.07E-17	-2.53E-17	2.31E-01	2.82E-01	2.07E-01	3.16E-01
314	4.26E-17	-5.76E-17	-2.97E-17	2.51E-01	3.04E-01	2.10E-01	3.33E-01
315	4.40E-17	-5.93E-17	-3.77E-17	2.51E-01	3.01E-01	2.10E-01	3.35E-01
316	4.28E-17	-5.23E-17	-2.93E-17	2.50E-01	2.99E-01	2.10E-01	3.33E-01
317	4.03E-17	-5.13E-17	-3.55E-17	2.41E-01	2.90E-01	2.15E-01	3.27E-01
318	4.69E-17	-4.24E-17	-3.44E-17	2.42E-01	2.91E-01	2.17E-01	3.29E-01
319	4.55E-17	-4.00E-17	-1.95E-17	2.42E-01	2.92E-01	2.17E-01	3.29E-01
320	5.14E-17	-4.64E-17	-3.70E-17	2.40E-01	2.90E-01	2.17E-01	3.27E-01
321	4.27E-17	-5.74E-17	-5.01E-17	2.47E-01	2.95E-01	2.11E-01	3.30E-01
322	3.60E-17	-5.58E-17	-4.92E-17	2.46E-01	2.94E-01	2.07E-01	3.28E-01
323	3.79E-17	-4.99E-17	-2.82E-17	2.47E-01	2.96E-01	2.07E-01	3.29E-01
324	4.45E-17	-5.10E-17	-3.31E-17	2.49E-01	2.99E-01	2.08E-01	3.31E-01
325	1.19E-18	-1.40E-18	-9.54E-19	1.14E-02	2.64E-02	3.99E-02	4.22E-02
326	5.08E-18	-4.29E-18	-4.59E-18	2.90E-02	2.88E-02	2.81E-02	3.59E-02
327	5.19E-18	-4.26E-18	-5.00E-18	2.87E-02	2.94E-02	2.70E-02	3.66E-02
328	2.88E-18	-6.29E-18	-3.63E-18	2.91E-02	2.97E-02	2.65E-02	3.71E-02
329	4.58E-18	-5.32E-18	-5.06E-18	2.99E-02	3.02E-02	2.70E-02	3.78E-02
330	4.13E-18	-3.38E-18	-5.55E-18	3.07E-02	3.14E-02	2.72E-02	3.88E-02
331	6.09E-18	-5.38E-18	-4.38E-18	3.23E-02	3.24E-02	2.82E-02	4.05E-02
332	6.10E-18	-5.83E-18	-4.69E-18	3.43E-02	3.49E-02	2.97E-02	4.28E-02
333	2.56E-18	-3.43E-18	-2.68E-18	1.89E-02	1.87E-02	1.56E-02	2.25E-02
334	1.98E-18	-4.34E-18	-2.67E-18	2.24E-02	2.23E-02	1.92E-02	2.74E-02
335	5.20E-18	-2.36E-18	-4.05E-18	2.48E-02	2.36E-02	2.12E-02	2.97E-02
336	5.73E-18	-3.46E-18	-3.24E-18	2.58E-02	2.47E-02	2.25E-02	3.14E-02
337	5.09E-18	-4.17E-18	-3.47E-18	2.67E-02	2.67E-02	2.37E-02	3.24E-02
338	2.73E-18	-5.15E-18	-3.28E-18	2.66E-02	2.56E-02	2.35E-02	3.28E-02
339	4.08E-18	-4.64E-18	-4.10E-18	2.71E-02	2.67E-02	2.42E-02	3.37E-02
340	4.18E-18	-2.99E-18	-3.73E-18	2.82E-02	2.76E-02	2.50E-02	3.50E-02
341	3.40E-18	-3.93E-18	-2.12E-18	2.00E-02	2.00E-02	1.61E-02	2.69E-02
342	1.26E-17	-1.07E-17	-1.03E-17	6.81E-02	7.12E-02	6.15E-02	8.71E-02
343	1.01E-17	-1.32E-17	-1.26E-17	7.04E-02	7.44E-02	6.29E-02	8.91E-02
344	1.10E-17	-1.58E-17	-1.31E-17	7.24E-02	7.56E-02	6.48E-02	9.27E-02
345	1.47E-17	-9.70E-18	-9.17E-18	7.88E-02	8.22E-02	6.81E-02	1.00E-01
346	1.58E-17	-1.38E-17	-1.19E-17	8.80E-02	9.26E-02	7.39E-02	1.11E-01
347	2.01E-17	-1.74E-17	-1.50E-17	1.01E-01	1.07E-01	8.27E-02	1.27E-01
348	1.69E-17	-2.26E-17	-1.39E-17	1.15E-01	1.24E-01	9.35E-02	1.45E-01
349	5.46E-18	-5.42E-18	-3.79E-18	3.63E-02	3.61E-02	3.02E-02	4.52E-02

350	5.32E-18	-7.64E-18	-5.73E-18	4.48E-02	4.50E-02	3.87E-02	5.61E-02
351	6.96E-18	-5.39E-18	-4.27E-18	8.01E-02	9.01E-02	4.83E-02	7.21E-02
352	8.72E-18	-1.08E-17	-6.24E-18	5.88E-02	6.10E-02	5.06E-02	7.45E-02
353	1.20E-17	-9.07E-18	-8.84E-18	6.37E-02	6.61E-02	5.56E-02	8.10E-02
354	1.07E-17	-1.12E-17	-9.38E-18	6.51E-02	6.80E-02	5.85E-02	8.36E-02
355	1.17E-17	-1.43E-17	-1.14E-17	6.60E-02	6.95E-02	6.00E-02	8.48E-02
356	9.46E-18	-1.24E-17	-1.03E-17	6.72E-02	7.47E-02	6.11E-02	8.56E-02
357	4.20E-18	-4.28E-18	-1.46E-18	3.78E-02	6.49E-02	1.37E-02	5.79E-02
358	2.25E-16	8.55E-16	1.16E-16	1.32E+00	4.13E+00	5.13E-01	3.28E+00
359	2.05E-16	7.02E-16	8.86E-17	1.32E+00	4.13E+00	5.14E-01	3.29E+00
360	2.65E-16	6.39E-16	1.26E-16	1.32E+00	4.13E+00	5.15E-01	3.29E+00
361	6.57E-18	-8.34E-18	-3.43E-18	2.57E-01	3.76E-01	9.99E-02	4.22E-01
362	8.07E-18	-4.94E-18	-1.67E-18	6.17E-02	2.60E-02	2.42E-02	5.29E-02
363	8.17E-18	-3.89E-18	-4.33E-18	6.07E-02	3.59E-02	2.41E-02	5.36E-02
364	9.65E-18	-1.84E-18	-3.00E-18	5.85E-02	2.22E-02	2.22E-02	4.96E-02
365	8.79E-18	-2.88E-18	-4.13E-18	5.69E-02	1.86E-02	2.11E-02	4.78E-02
366	7.88E-18	-3.74E-18	-3.56E-18	5.52E-02	1.67E-02	1.98E-02	4.59E-02
367	7.09E-18	-2.79E-18	-3.00E-18	5.41E-02	1.89E-02	1.90E-02	4.44E-02
368	2.00E-16	4.35E-16	9.13E-17	1.32E+00	4.12E+00	5.13E-01	3.28E+00
369	1.93E-18	-1.38E-18	-1.24E-18	9.92E-03	9.53E-03	8.98E-03	1.35E-02
370	6.46E-18	4.27E-16	-6.50E-18	3.21E-02	3.15E+00	3.35E-02	2.37E+00
371	5.86E-18	4.65E-16	-5.56E-18	3.22E-02	3.13E+00	3.37E-02	2.35E+00
372	3.00E-18	-1.85E-18	-3.34E-18	1.80E-02	1.31E-02	1.72E-02	2.15E-02
373	2.55E-18	5.80E-16	-4.66E-18	2.60E-02	3.20E+00	2.59E-02	2.41E+00
374	4.37E-18	8.53E-16	-5.04E-18	2.85E-02	3.23E+00	2.84E-02	2.43E+00
375	4.92E-18	4.77E-16	-5.89E-18	3.00E-02	3.22E+00	3.05E-02	2.43E+00
376	6.03E-18	6.43E-16	-5.42E-18	3.12E-02	3.20E+00	3.19E-02	2.40E+00
377	6.97E-18	5.14E-16	-6.01E-18	3.18E-02	3.15E+00	3.25E-02	2.37E+00
378	4.92E-18	3.68E-16	-5.44E-18	3.19E-02	3.15E+00	3.31E-02	2.37E+00
379	5.21E-18	3.90E-16	-6.24E-18	3.21E-02	3.14E+00	3.31E-02	2.37E+00
380	1.61E-18	-1.81E-18	-1.71E-18	1.01E-02	9.98E-03	9.98E-03	1.45E-02
381	1.06E-18	-7.37E-19	-2.56E-18	7.21E-03	5.12E-03	1.34E-02	1.21E-02
382	1.03E-18	-7.04E-19	-2.52E-18	5.75E-03	3.65E-03	1.21E-02	1.04E-02
383	8.44E-19	-2.53E-19	-1.75E-18	4.43E-03	2.31E-03	1.10E-02	9.14E-03
384	5.36E-19	-9.09E-20	-9.73E-19	3.29E-03	1.34E-03	9.78E-03	7.91E-03
385	2.89E-19	6.51E-20	-2.03E-18	2.34E-03	1.25E-03	8.84E-03	6.88E-03
386	1.09E-19	2.70E-19	-1.44E-18	1.81E-03	2.03E-03	7.90E-03	6.15E-03
387	-2.15E-20	4.30E-19	-1.17E-18	1.17E-03	2.75E-03	6.98E-03	5.79E-03
388	2.87E-18	-2.69E-18	-3.04E-18	1.78E-02	1.74E-02	1.84E-02	2.34E-02
389	2.31E-18	-3.51E-18	-2.93E-18	1.94E-02	1.90E-02	2.12E-02	2.60E-02
390	3.05E-18	-2.68E-18	-5.07E-18	1.88E-02	1.81E-02	2.16E-02	2.56E-02
391	2.84E-18	-2.70E-18	-3.79E-18	1.72E-02	1.65E-02	2.10E-02	2.40E-02
392	3.19E-18	-2.69E-18	-4.64E-18	1.53E-02	1.43E-02	1.96E-02	2.16E-02
393	1.99E-18	-2.17E-18	-2.43E-18	1.32E-02	1.20E-02	1.81E-02	1.92E-02
394	1.69E-18	-2.01E-18	-2.21E-18	1.10E-02	9.42E-03	1.66E-02	1.67E-02
395	1.15E-18	-1.44E-18	-3.45E-18	8.91E-03	7.15E-03	1.48E-02	1.41E-02
396	7.32E-19	-6.23E-19	-7.87E-19	4.96E-03	4.27E-03	4.69E-03	6.97E-03
397	-9.48E-19	1.96E-18	7.62E-19	7.65E-03	1.18E-02	4.48E-03	1.11E-02
398	-1.55E-18	2.85E-18	1.12E-18	9.66E-03	1.40E-02	6.45E-03	1.36E-02
399	-2.07E-18	2.84E-18	1.27E-18	1.45E-02	2.02E-02	1.14E-02	2.07E-02
400	-1.91E-18	3.22E-18	1.86E-18	1.46E-02	2.01E-02	1.18E-02	2.07E-02
401	-1.70E-18	3.62E-18	1.48E-18	1.45E-02	2.01E-02	1.20E-02	2.07E-02
402	1.08E-17	-1.27E-17	-8.18E-18	1.15E-02	1.57E-02	9.29E-03	1.62E-02
403	1.28E-18	-9.56E-19	-1.36E-18	8.56E-03	7.07E-03	8.12E-03	1.03E-02
404	1.43E-18	-1.09E-18	-1.18E-18	8.11E-03	5.88E-03	8.22E-03	9.83E-03
405	9.11E-19	-2.91E-19	-1.34E-18	5.89E-03	3.60E-03	7.19E-03	7.66E-03
406	2.17E-19	2.61E-20	-8.27E-19	2.81E-03	2.03E-03	4.93E-03	4.46E-03
407	5.08E-20	4.75E-19	-3.58E-19	1.22E-03	3.25E-03	2.64E-03	3.24E-03
408	-2.54E-19	6.75E-19	-4.01E-20	1.91E-03	5.05E-03	1.45E-03	4.09E-03
409	-3.50E-19	9.59E-19	1.23E-19	3.48E-03	6.82E-03	1.58E-03	5.85E-03
410	-8.56E-19	1.99E-18	3.97E-19	5.49E-03	9.24E-03	3.06E-03	8.41E-03
411	1.31E-18	-1.14E-18	-6.20E-19	7.09E-03	7.85E-03	4.02E-03	9.89E-03
412	1.11E-17	-8.85E-18	-7.84E-18	5.47E-02	5.95E-02	4.80E-02	7.09E-02
413	9.12E-18	-1.12E-17	-9.89E-18	5.57E-02	6.03E-02	4.91E-02	7.21E-02
414	1.10E-17	-1.12E-17	-8.38E-18	5.76E-02	6.23E-02	5.05E-02	7.44E-02
415	1.02E-17	-1.11E-17	-7.62E-18	6.54E-02	6.93E-02	5.59E-02	8.32E-02
416	9.67E-18	-7.43E-18	-1.02E-17	6.91E-02	5.85E-02	5.90E-02	8.20E-02
417	1.11E-17	1.54E-16	-9.95E-18	7.45E-02	2.16E+00	6.23E-02	1.43E+00
418	3.89E-18	-3.54E-18	-1.66E-18	1.81E-02	2.01E-02	1.07E-02	2.27E-02
419	3.68E-18	-5.76E-18	-3.12E-18	2.90E-02	3.21E-02	1.96E-02	3.61E-02
420	5.54E-18	-7.45E-18	-3.12E-18	3.72E-02	4.11E-02	2.78E-02	4.69E-02
421	5.73E-18	-1.16E-17	-6.59E-18	4.27E-02	4.70E-02	3.40E-02	5.45E-02

422	5.69E-18	-7.33E-18	-5.53E-18	4.59E-02	5.04E-02	3.85E-02	5.90E-02
423	6.42E-18	-9.60E-18	-7.78E-18	4.86E-02	5.31E-02	4.19E-02	6.28E-02
424	8.18E-18	-9.71E-18	-6.89E-18	5.09E-02	5.56E-02	4.42E-02	6.59E-02
425	6.99E-18	-5.76E-18	-8.33E-18	5.31E-02	5.79E-02	4.65E-02	6.88E-02
426	1.75E-18	-1.91E-18	-1.28E-18	1.21E-02	1.20E-02	1.03E-02	1.80E-02
427	7.68E-18	-7.43E-18	-6.76E-18	4.65E-02	4.45E-02	4.59E-02	5.95E-02
428	6.51E-18	-8.43E-18	-8.55E-18	4.78E-02	4.61E-02	4.67E-02	6.11E-02
429	7.34E-18	-7.86E-18	-6.78E-18	4.89E-02	4.70E-02	4.78E-02	6.25E-02
430	1.09E-17	-7.99E-18	-7.85E-18	4.97E-02	4.76E-02	4.86E-02	6.35E-02
431	6.81E-18	-1.10E-17	-9.43E-18	5.03E-02	4.82E-02	4.90E-02	6.41E-02
432	8.38E-18	-7.26E-18	-9.80E-18	5.04E-02	4.86E-02	4.95E-02	6.46E-02
433	5.63E-18	-6.06E-18	-5.52E-18	5.09E-02	4.92E-02	4.95E-02	6.51E-02
434	7.48E-18	-9.25E-18	-9.09E-18	5.10E-02	4.93E-02	4.98E-02	6.53E-02
435	4.61E-18	-3.84E-18	-3.54E-18	2.59E-02	2.55E-02	2.31E-02	3.28E-02
436	5.42E-18	-5.99E-18	-4.40E-18	3.27E-02	3.21E-02	3.00E-02	4.14E-02
437	5.99E-18	-5.89E-18	-7.09E-18	3.65E-02	3.50E-02	3.46E-02	4.63E-02
438	7.80E-18	-5.62E-18	-8.21E-18	3.88E-02	3.61E-02	3.78E-02	4.91E-02
439	7.22E-18	-7.68E-18	-8.00E-18	4.05E-02	3.79E-02	3.97E-02	5.15E-02
440	7.19E-18	-5.56E-18	-4.99E-18	4.23E-02	3.98E-02	4.15E-02	5.39E-02
441	6.84E-18	-4.73E-18	-9.93E-18	4.37E-02	4.17E-02	4.31E-02	5.59E-02
442	9.81E-18	-8.29E-18	-4.65E-18	4.51E-02	4.30E-02	4.47E-02	5.78E-02

Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

ENSAIO DE AMPLIFICAÇÃO DA RESPOSTA

Tabela 14 – Ensaio de Amplificação da Resposta

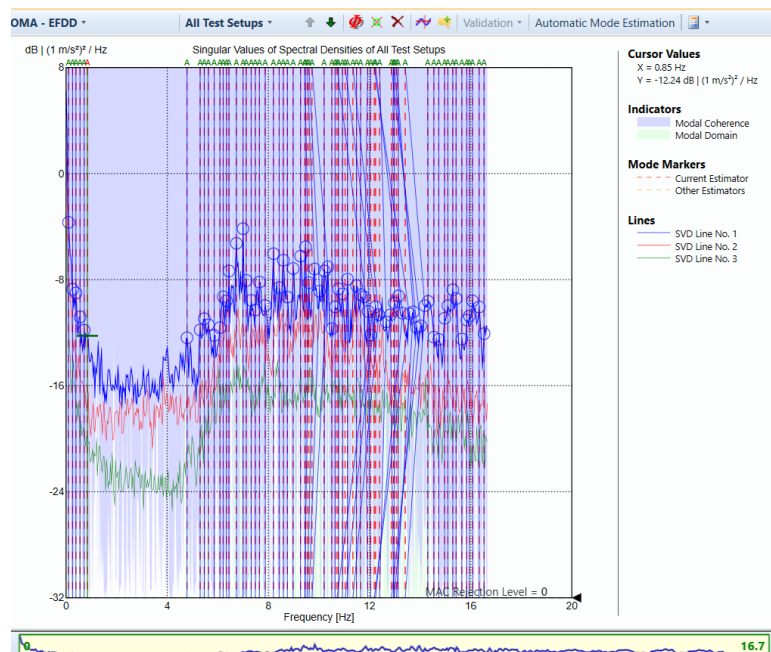
Arq.	Medias				Amplitudes			
	X	Y	Z	Vet	X	Y	Z	Vet
1	1.26E-07	-1.38E-07	7.50E-09	3.34E-02	9.69E-02	3.26E-01	1.22E-01	2.09E-01
2	-6.86E-08	5.02E-08	5.12E-08	1.93E-02	1.70E-01	1.65E-01	7.18E-02	1.23E-01
3	-9.45E-08	-4.32E-07	1.63E-08	5.51E-02	1.88E-01	5.39E-01	2.44E-01	3.07E-01
4	-1.41E-08	4.03E-08	-1.21E-08	5.32E-02	1.55E-01	2.51E-01	1.26E-01	1.90E-01
5	3.00E-07	1.97E-06	-6.89E-08	1.01E-02	6.53E-02	1.18E-01	1.34E-02	7.75E-02
6	5.30E-07	2.33E-07	-1.26E-06	9.39E-03	9.32E-02	7.73E-02	5.30E-02	7.19E-02
7	1.47E-06	-2.57E-06	1.06E-06	6.03E-02	1.40E-01	2.42E-01	2.16E-01	1.63E-01
8	5.34E-07	-1.16E-07	1.56E-06	6.11E-02	2.32E-01	5.17E-01	3.72E-01	3.65E-01
9	-3.25E-06	1.68E-06	1.73E-06	6.93E-02	2.57E-01	2.72E-01	2.60E-01	2.29E-01
10	-3.23E-06	-8.40E-08	6.29E-07	2.90E-02	2.10E-01	3.26E-01	3.90E-01	2.91E-01
11	-1.08E-06	-2.09E-06	-2.60E-07	8.46E-02	1.61E-01	2.75E-01	3.50E-01	2.38E-01
12	-2.44E-09	3.77E-08	2.01E-08	2.35E-02	2.77E-01	4.11E-01	1.77E-01	3.06E-01
13	1.89E-06	9.65E-06	-3.87E-06	1.73E-01	2.48E-01	5.33E-01	7.97E-01	5.04E-01
14	-2.48E-08	1.31E-08	1.51E-08	4.96E-03	6.32E-02	1.50E-01	8.72E-02	1.26E-01
15	-2.46E-06	-8.57E-06	-5.14E-06	1.11E-01	4.99E-01	4.95E-01	8.87E-01	6.22E-01
16	5.30E-07	-2.11E-06	-4.30E-07	2.52E-01	4.28E-01	6.85E-01	8.11E-01	5.39E-01
17	-8.47E-08	8.69E-06	4.03E-08	8.62E-02	4.17E-01	4.84E-01	3.53E-01	3.49E-01
18	-1.19E-07	-1.23E-07	2.85E-08	7.15E-02	3.56E-01	3.96E-01	2.85E-01	3.46E-01
19	-8.69E-08	-1.94E-06	1.41E-07	1.31E-01	3.11E-01	9.54E-02	8.26E-01	4.86E-01
20	7.85E-07	-8.94E-06	-1.86E-06	8.13E-02	3.29E-01	4.14E-01	3.09E-01	3.06E-01
21	-8.64E-08	2.17E-06	2.15E-08	9.55E-02	2.89E-01	5.07E-01	2.79E-01	2.99E-01
22	2.71E-09	-2.03E-06	-4.65E-06	1.49E-01	1.62E-01	6.31E-01	4.19E-01	3.78E-01
23	4.84E-06	-1.29E-05	8.85E-06	1.39E-01	4.62E-01	5.81E-01	7.02E-01	5.53E-01
24	8.10E-08	-9.20E-08	-6.59E-08	1.37E-01	2.01E-01	5.30E-01	7.92E-01	5.16E-01
25	-7.53E-07	-1.77E-06	1.86E-06	1.26E-01	3.94E-01	4.24E-01	1.95E-01	3.11E-01
26	3.31E-07	-5.88E-06	-3.75E-06	1.28E-01	2.20E-01	4.73E-01	5.27E-01	3.32E-01

Fonte: Elaborado pelo Autor (2021).

PROCESSAMENTOS

R02-S01

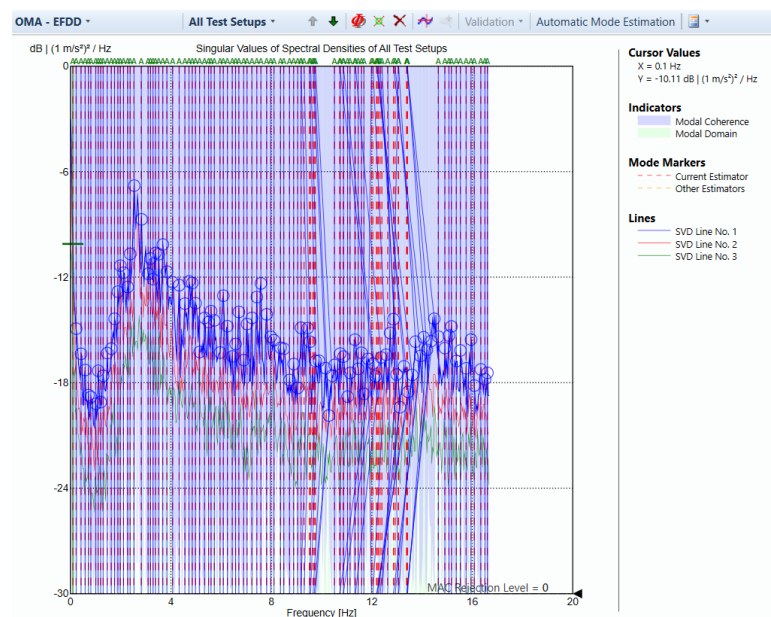
Figura 100 – Processamento ARTeMIS: R02-S01



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R03-S02

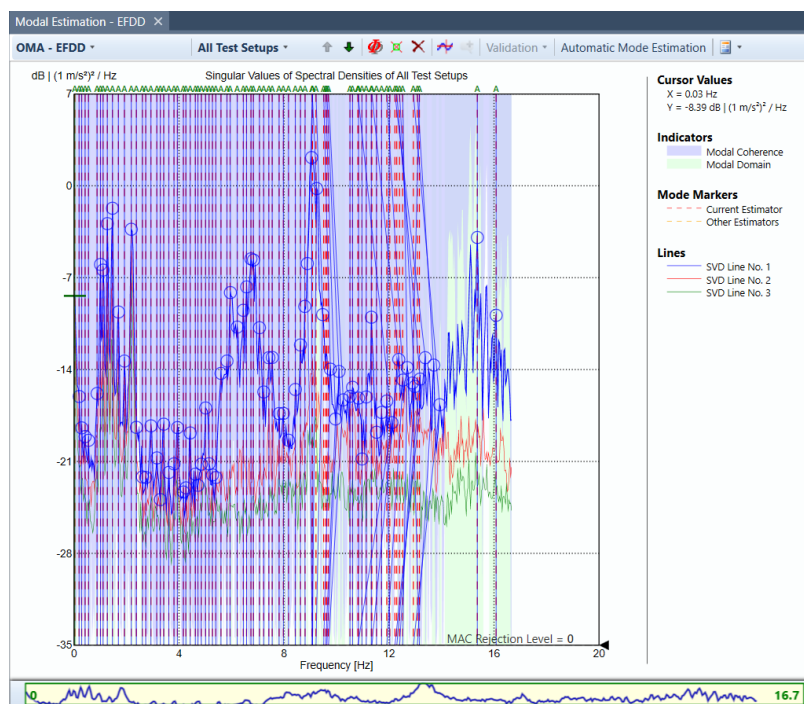
Figura 101 – Processamento ARTeMIS: R03-S02



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R04-S03

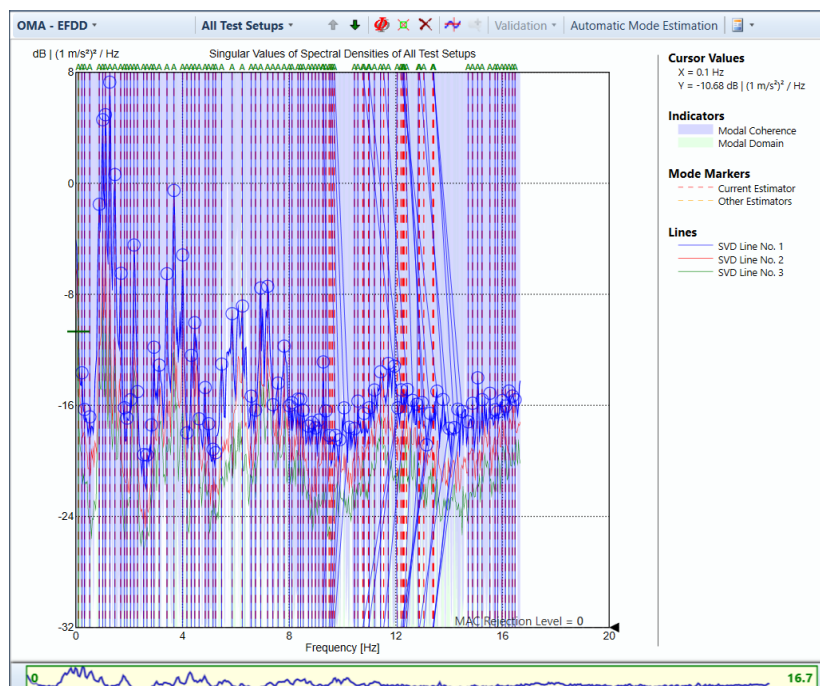
Figura 102 – Processamento ARTeMIS: R04-S03



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R05-S04

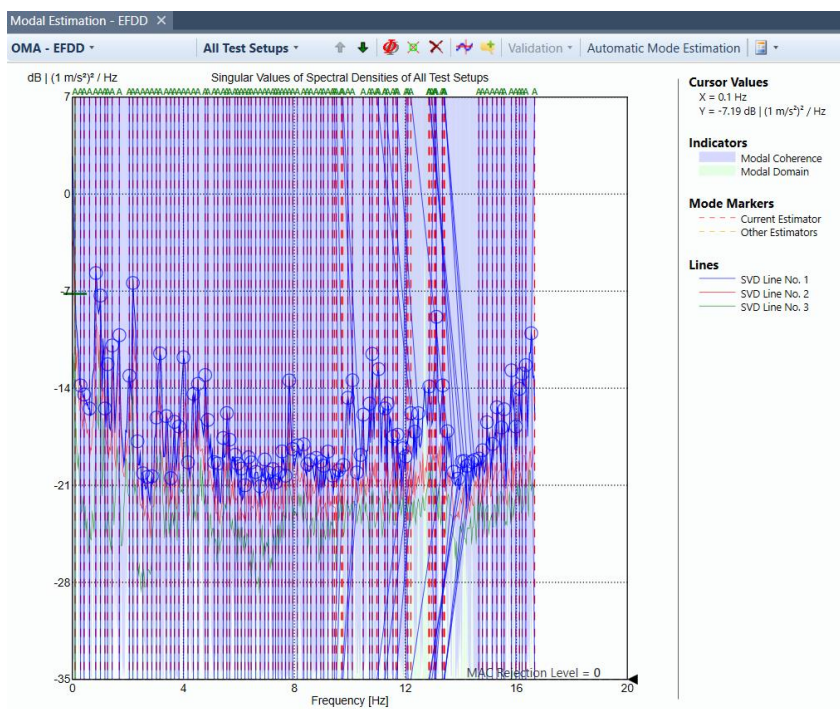
Figura 103 – Processamento ARTeMIS: R05-S04



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R06-S05

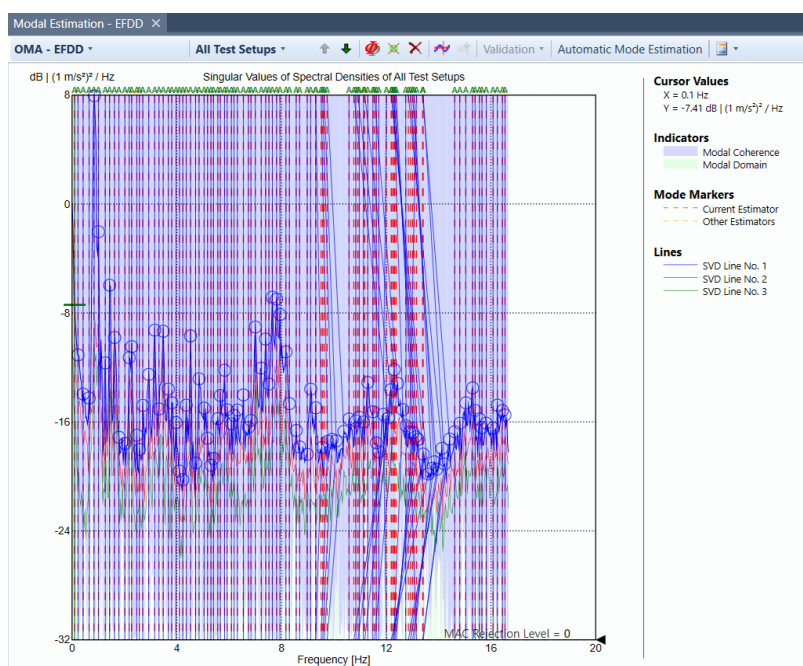
Figura 104 – Processamento ARTeMIS: R06-S05



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R07-S06

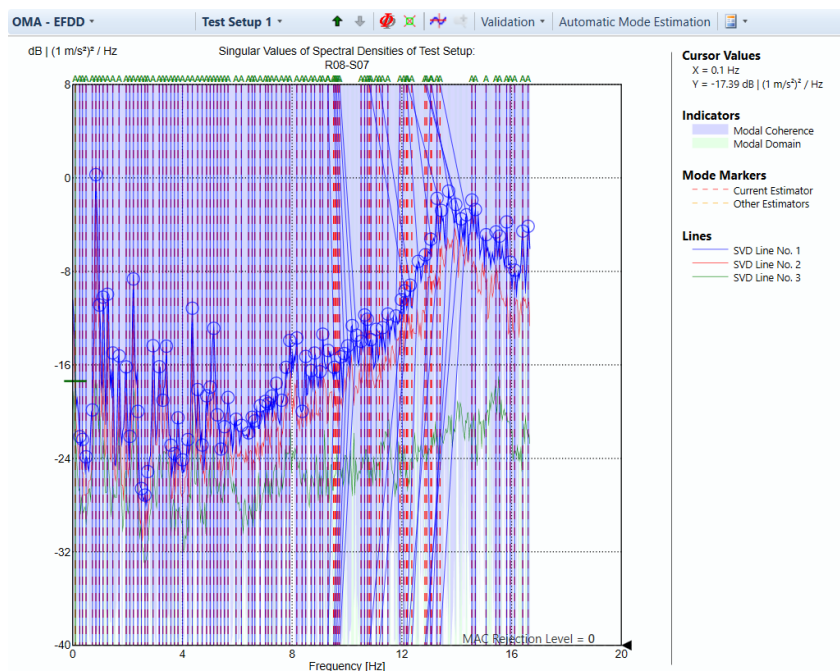
Figura 105 – Processamento ARTeMIS: R07-S06



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R08-S07

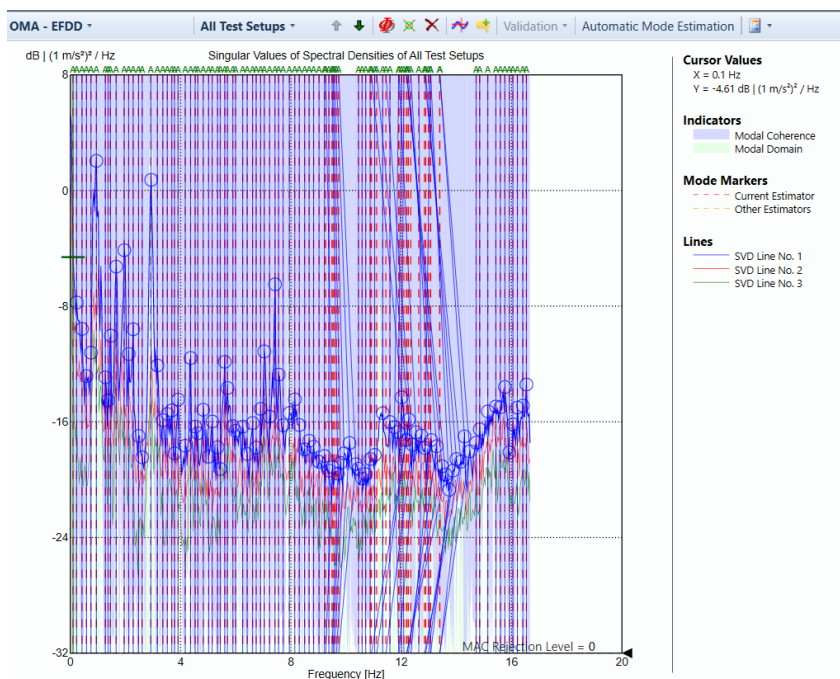
Figura 106 – Processamento ARTeMIS: R08-S07



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R09-S08

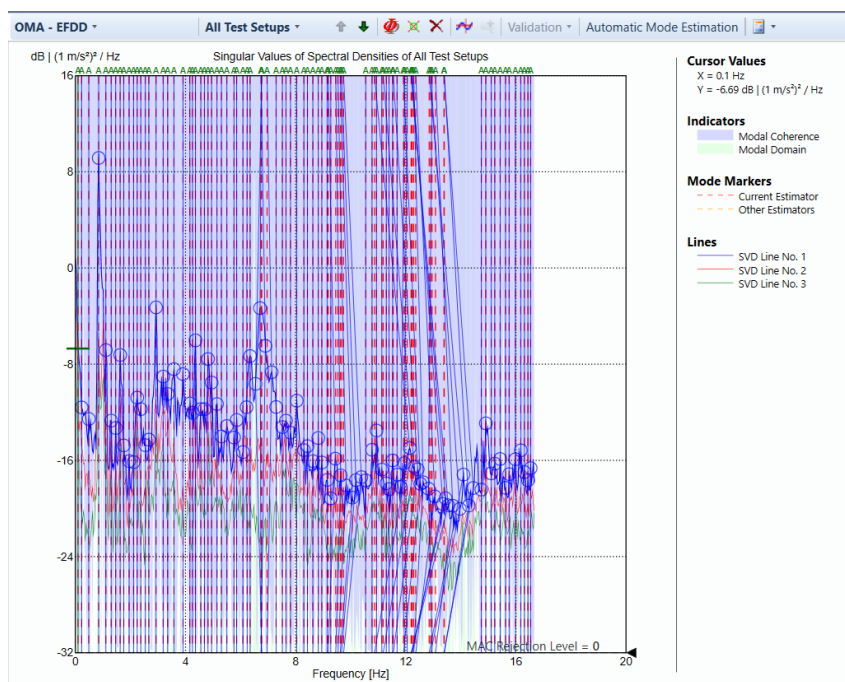
Figura 107 – Processamento ARTeMIS: R09-S08



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R10-S09

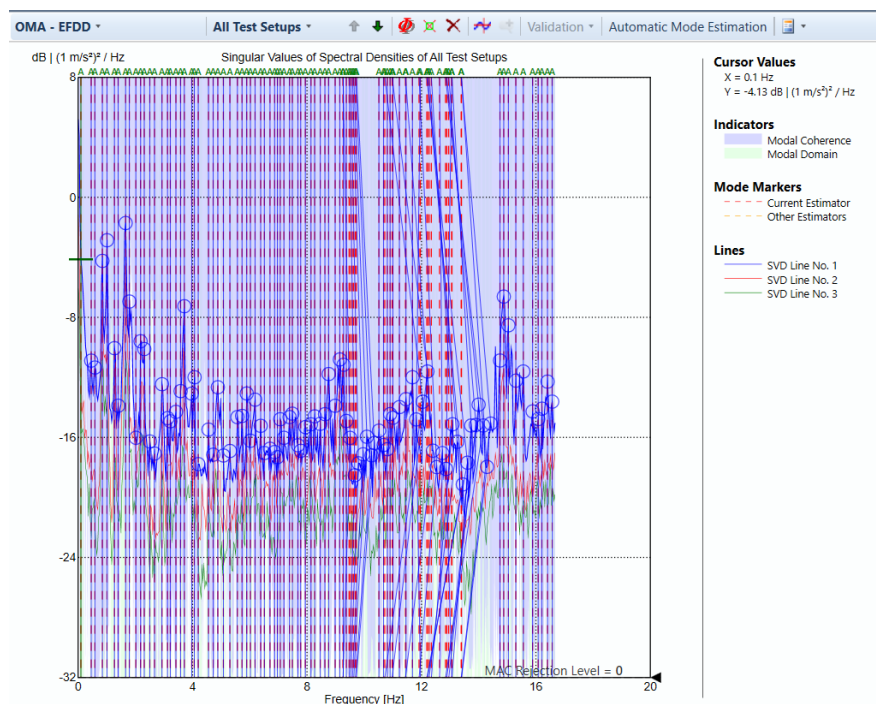
Figura 108 – Processamento ARTeMIS: R10-S09



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R11-S10

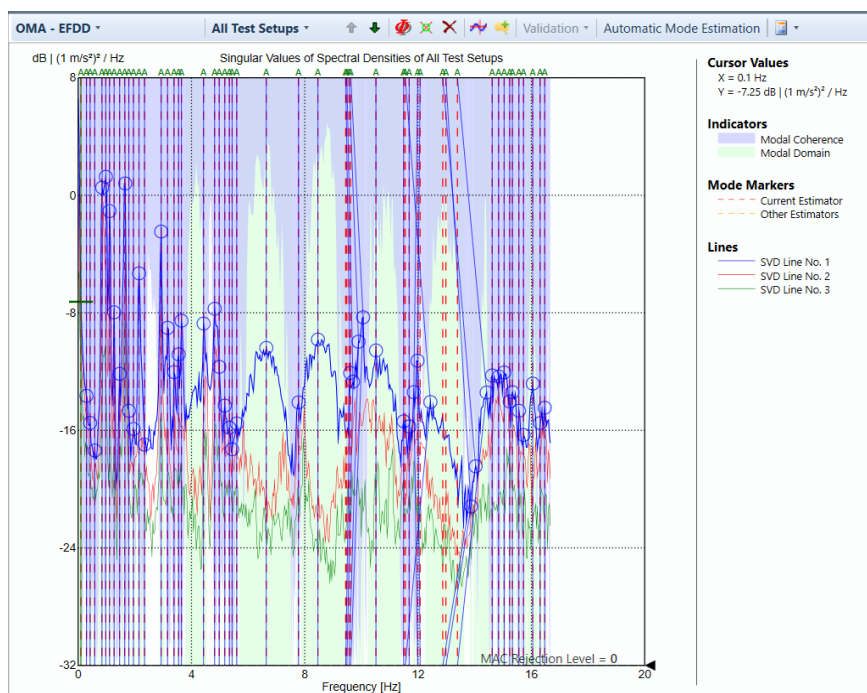
Figura 109 – Processamento ARTeMIS: R11-S10



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R12-S11

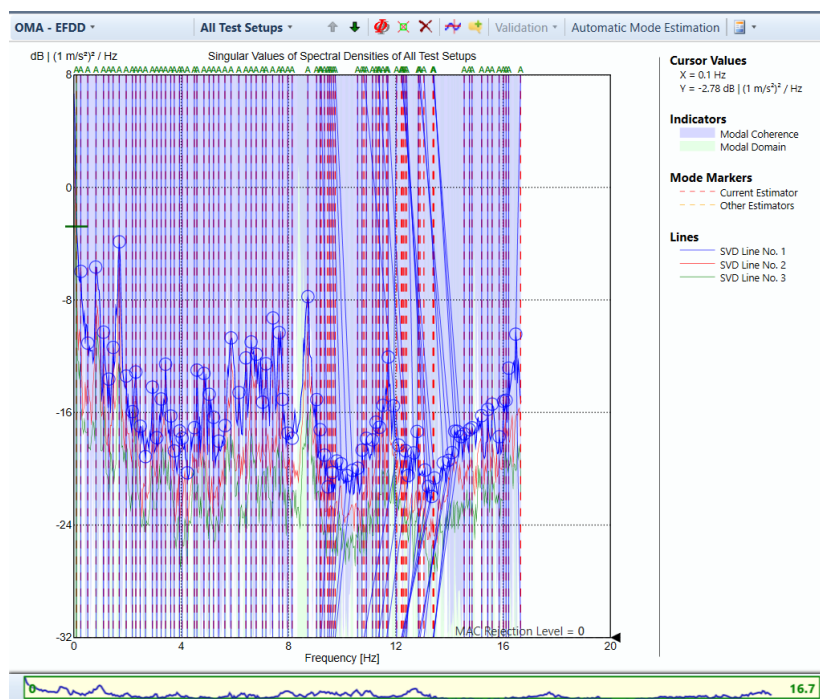
Figura 110 – Processamento ARTeMIS: R12-S11



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R13-S12

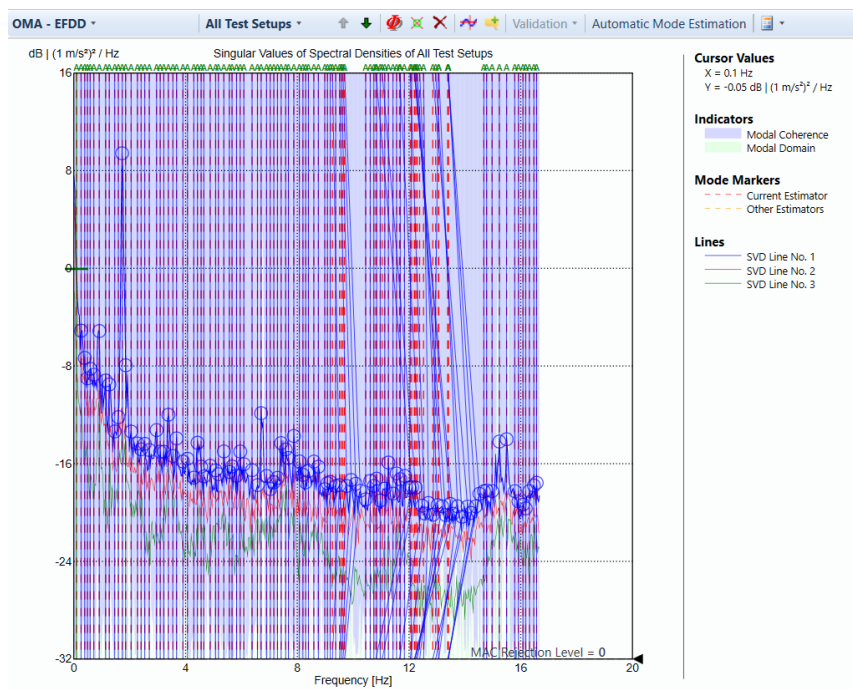
Figura 111 – Processamento ARTeMIS: R13-S12



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R14-S13

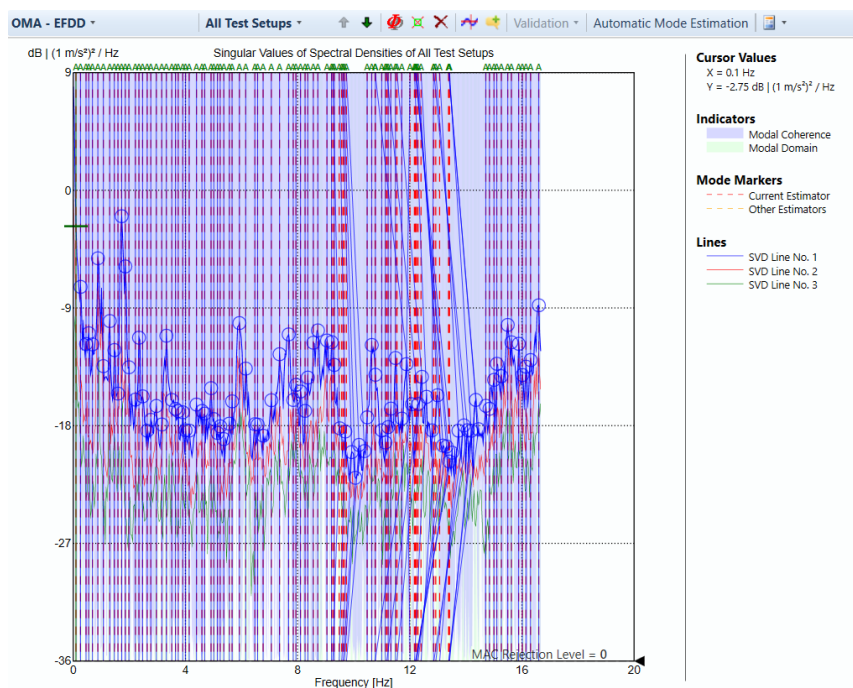
Figura 112 – Processamento ARTeMIS: R14-S13



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R15-S14

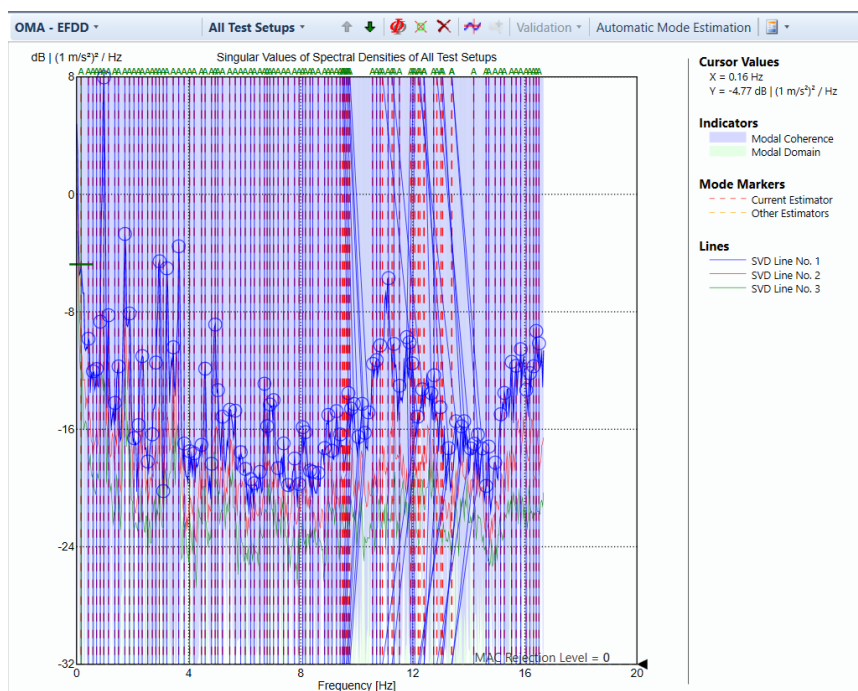
Figura 113 – Processamento ARTeMIS: R15-S14



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R16-S15

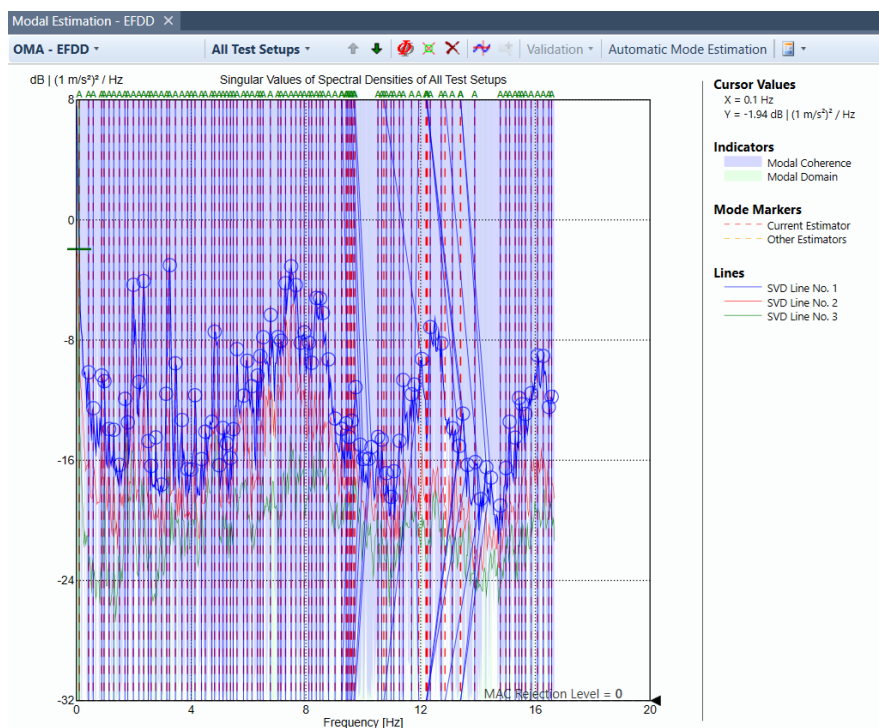
Figura 114 – Processamento ARTeMIS: R16-S15



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R17-S16

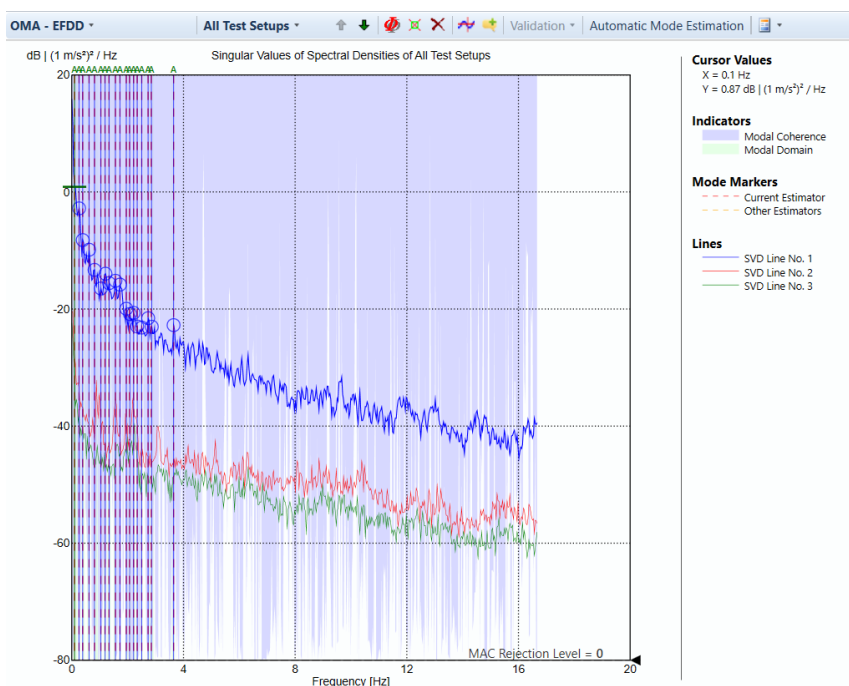
Figura 115 – Processamento ARTeMIS: R17-S16



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R18-S17

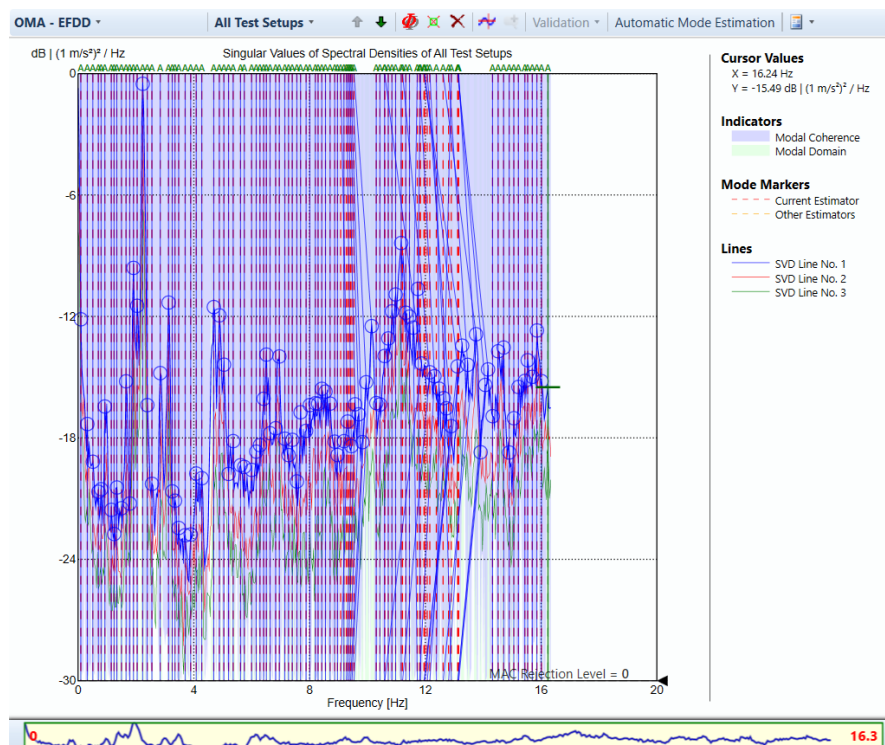
Figura 116 – Processamento ARTeMIS: R18-S17



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R19-S18

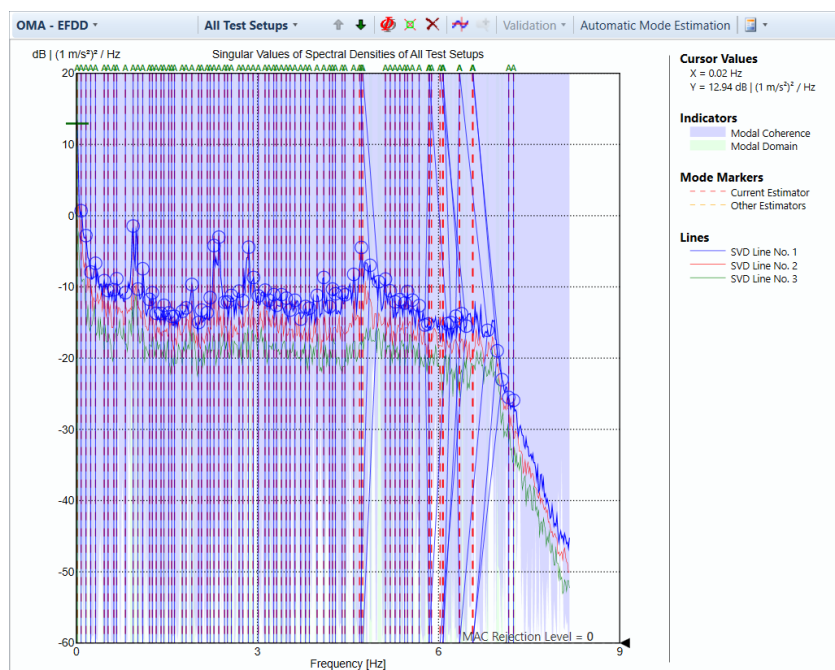
Figura 117 – Processamento ARTeMIS: R19-S18



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R20-S19

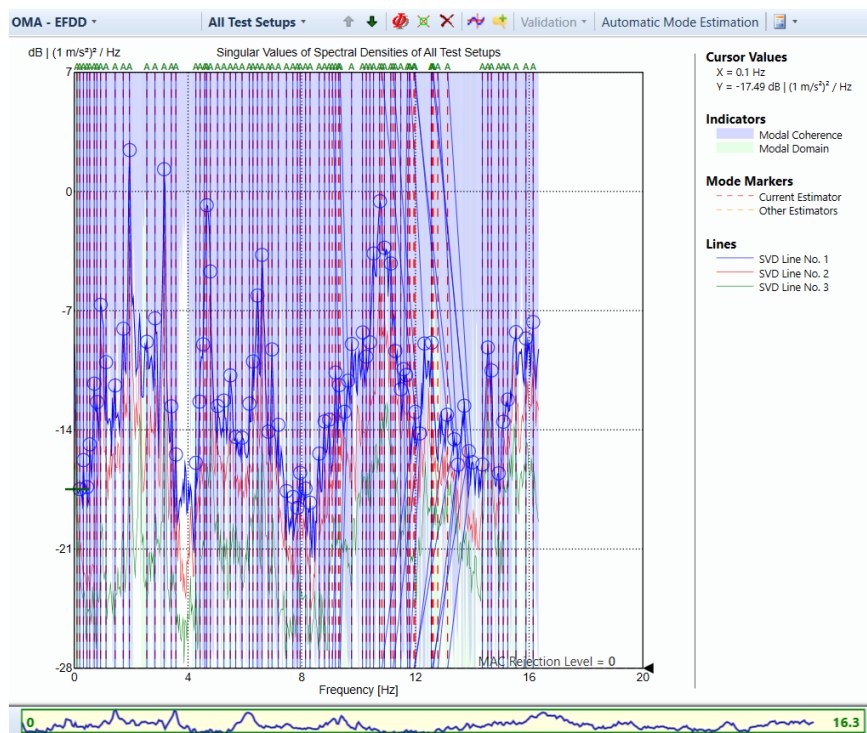
Figura 118 – Processamento ARTeMIS: R20-S19



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R21-S20

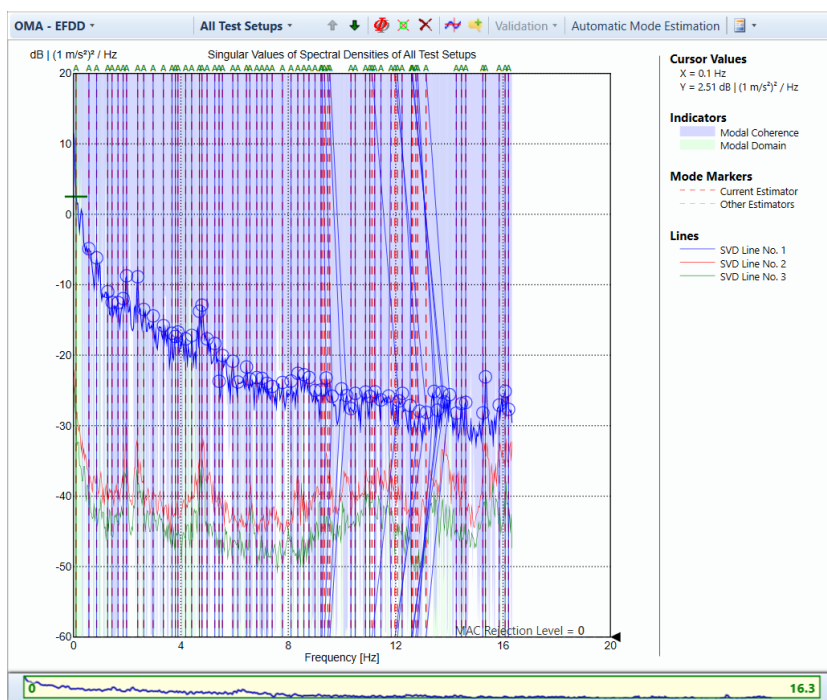
Figura 119 – Processamento ARTeMIS: R21-S20



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R22-S21

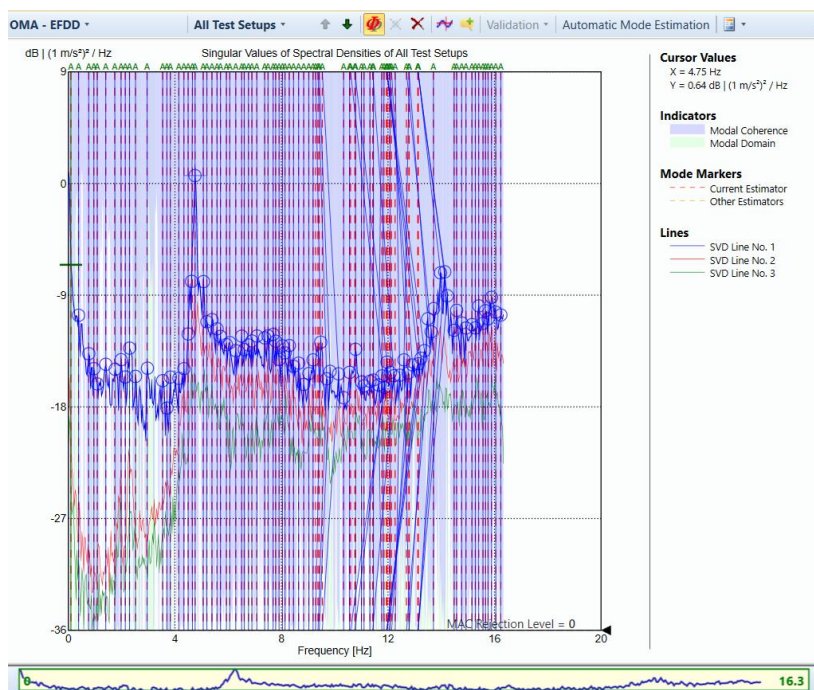
Figura 120 – Processamento ARTeMIS: R22-S21



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R23-S22

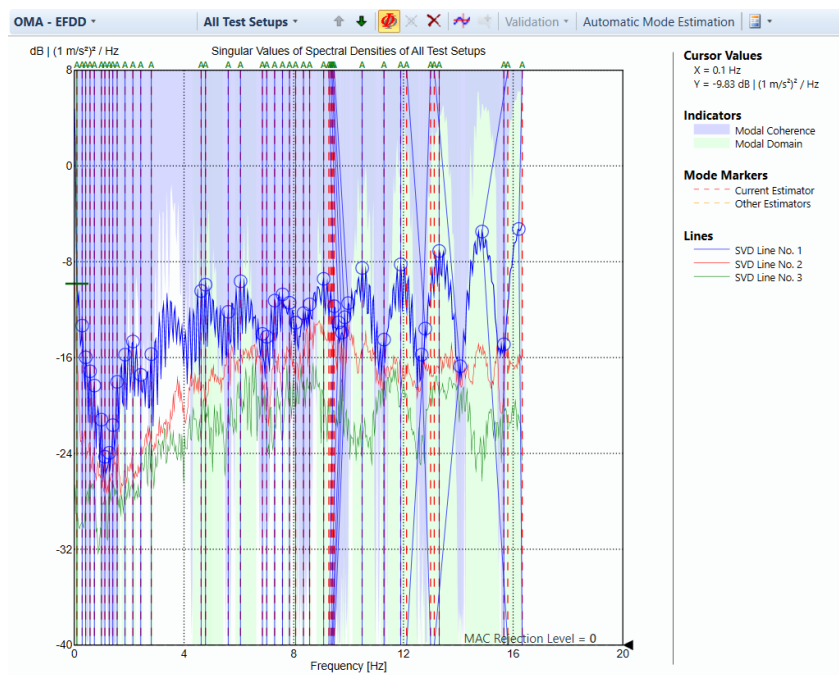
Figura 121 – Processamento ARTeMIS: R23-S22



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R23-S25

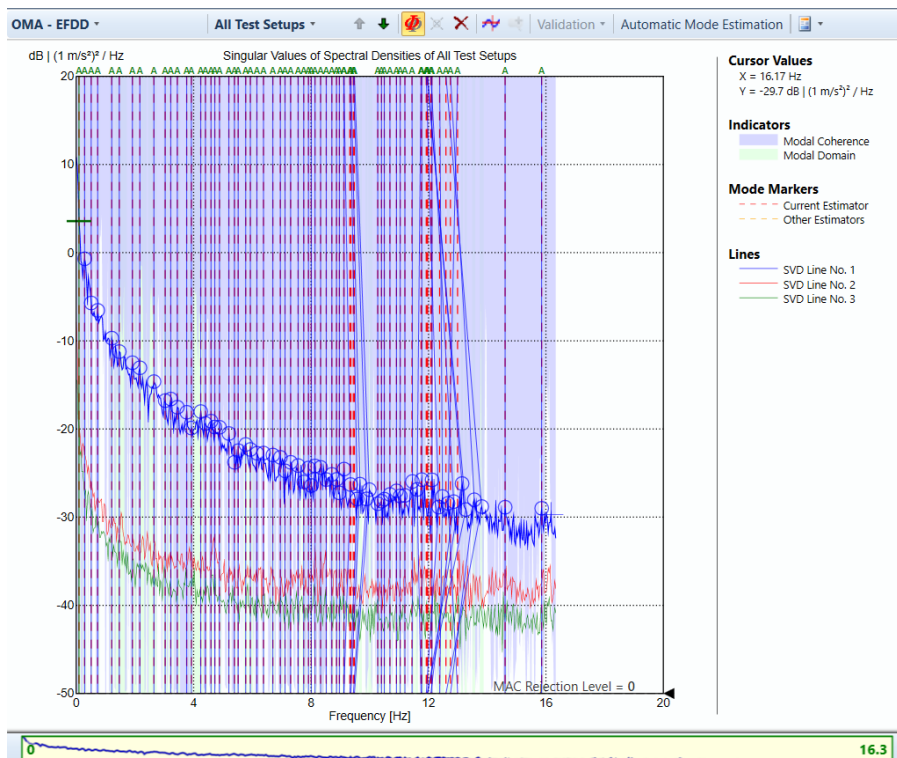
Figura 122 – Processamento ARTeMIS: R23-S25



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R26-S25

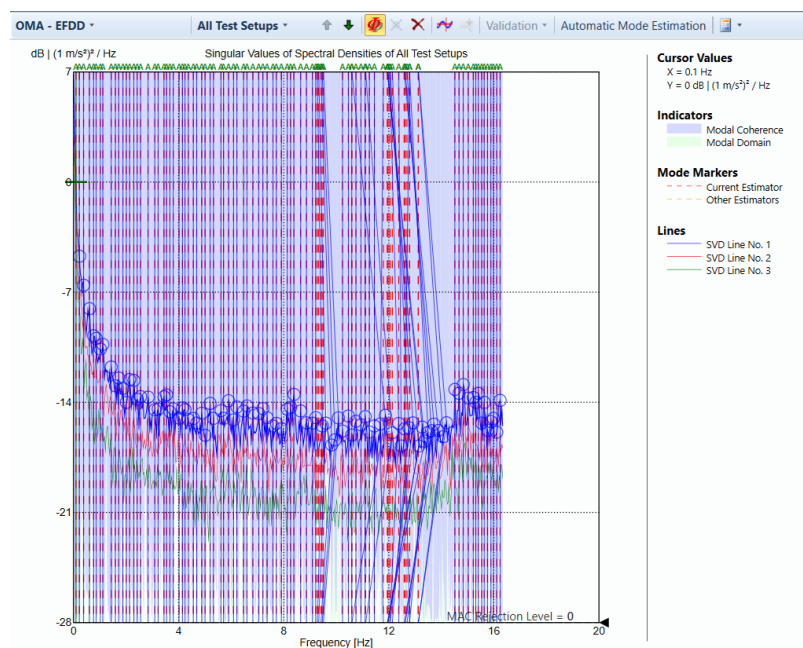
Figura 123 – Processamento ARTeMIS: R26-S25



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R27-R26

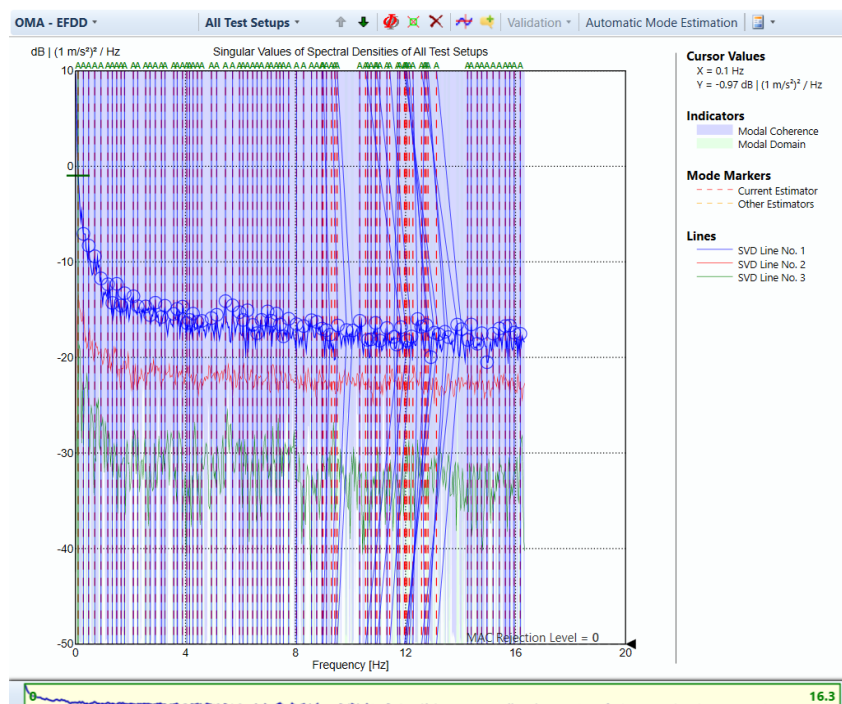
Figura 124 – Processamento ARTeMIS: R27-S26



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R28-R27

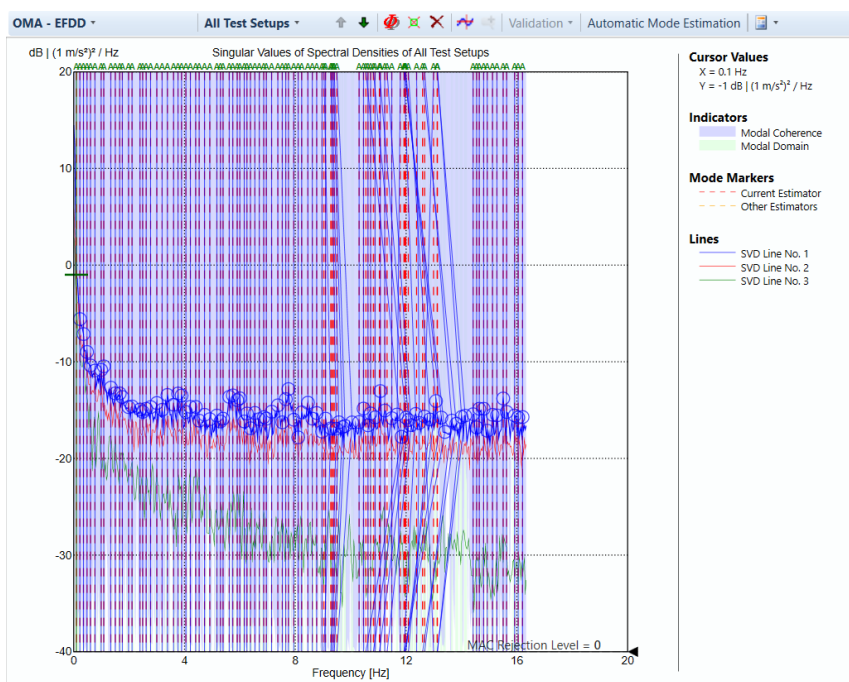
Figura 125 – Processamento ARTeMIS: R28-S27



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R28-R28

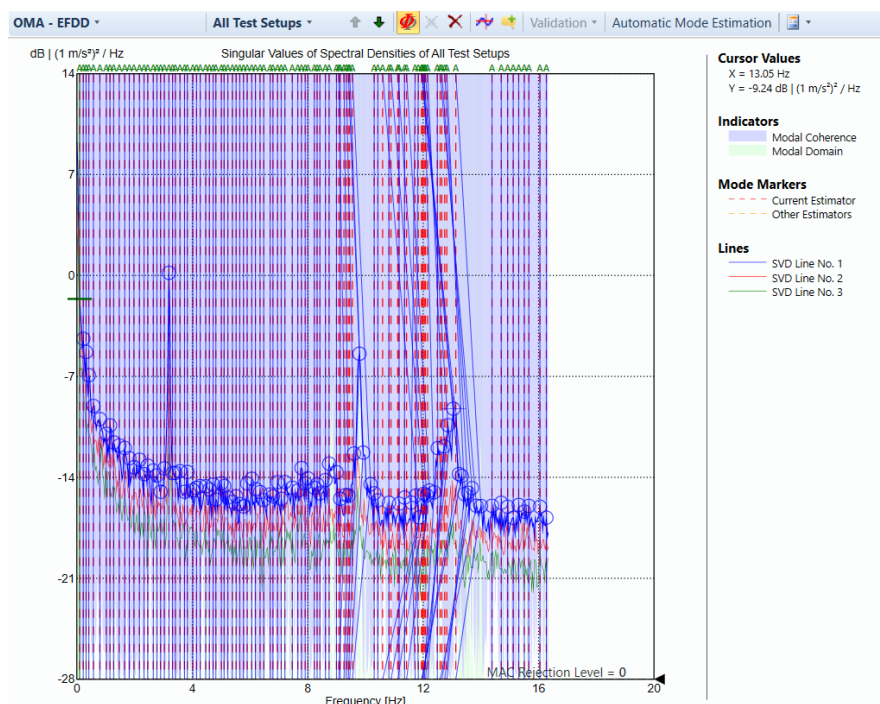
Figura 126 – Processamento ARTeMIS: R28-S28



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R28-R29

Figura 127 – Processamento ARTeMIS: R28-S29

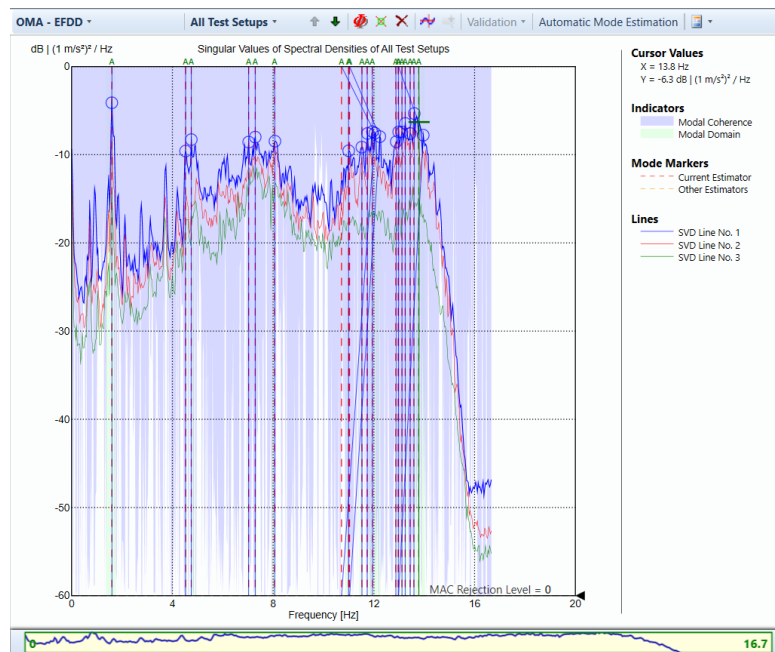


Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

PROCESSAMENTOS 16.66 HZ – DEPOIS DO REPARO

R23-S22

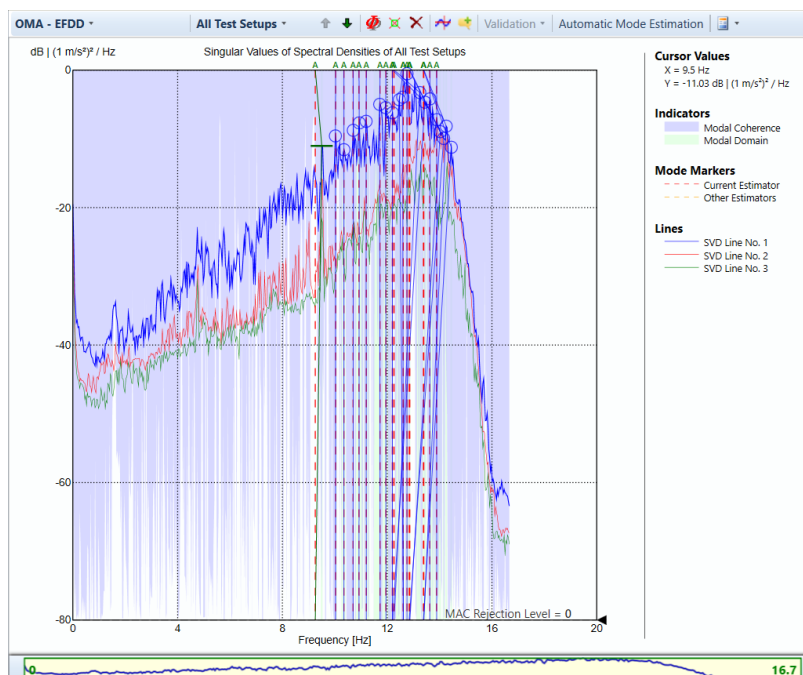
Figura 128 – Processamento ARTeMIS depois do reparo: R23-S22



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

R25-S23

Figura 129 – Processamento ARTeMIS depois do reparo: R25-S23



Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

ANEXO A – ESPECIFICAÇÕES DOS SISMÓGRAFOS UTILIZADOS

A1: SISMÓGRAFO SYSCOM: PARTE 1

Figura 130 – Especificações: SYSCOM:MR2002-SM24 – Parte 1.



Fonte: Catálogo do Fabricante

A1: SISMÓGRAFO SYSCOM: PARTE 2

Figura 131 – Especificações: SYSCOM:MR2002-SM24 – Parte 2.

	Alarm triggers	
	Principle	Level trigger with unlimited signal 2 levels (individually settable for each axis)
	Channels	OR combination of the 3 axis
	Range	0.1 % to 100% full scale
	Optional	Seismic intensity alarm, based on CAV (Cumulative Absolute Velocity)
	Clock	
	Primary Clock	20 ppm (10 min/year) with Lithium back-up battery (> 5 years autonomy)
	Secondary Clock	1 ppm, this clock is disciplined by a GPS receiver to < 0.1 ppm accuracy
	Time code receivers	DCF or GPS
	Firmware	
	Principle	Multitasking environment, simultaneous data acquisition and communication (data retrieval or parameter setting)
	Intelligent Alerting	System initiates communications or sends text message (SMS) when an event is detected or if the self-test feature detects a malfunction
	Display	
	4 LED	Power Supply, Run/Self-test, Recording/Memory use, Warning/Error
	LC-Display	Status information, peak values of the last event, important settings, time and sync information
	Memory	
	Primary Memory	Internal 2 MByte SRAM with backup battery
	Organisation	Flat or ring-buffer (oldest recordings are overwritten by new ones) - or - buffer memory for the mass storage device
	Mass storage	Removable CF disk (Compact Flash) (32 MByte up to 1 GByte), FAT formatted - directly readable by PC
	Organisation	Read after write verification and retry in case of failure or removal of CF card
	Power Supply	
	Battery	Internal lead-acid gel cell 9 Ah, optionally additional external battery
	Battery Charger	Temperature dependant charging voltage
	Supply Voltage	DC 10-36 V
	External Power supply	AC 90-264 V / 47-63 Hz
	Power consumption	Approx. 200 mA @ 12 V (standard modules)
	Autonomy (with int. battery)	Approx. 40 hours
	I/O and Connectors	
	Type	Metallic self-latching push-pull connectors with positioning key (LEMO)
	Sensor	Bipolar input (0 ± 4 V), optional differential or pseudo-differential input (0 ± 2.5 V)
	RS-232	Communication with PC or Modem with full galvanic isolation
	External (by choice)	2nd RS-232, relay output, Ethernet or telephone cable
	Interconnection	4-20 mA, RS422 or fiberoptic for NCC Network Control Center or Master/Slave
	Power	Metallic connector with protective GND - internal line filter
	Time Code Receiver	Connector for external GPS or DCF antenna

Fonte: Catálogo do Fabricante

A1: SISMÓGRAFO SYSCOM: PARTE 3

Figura 132 – Especificações: SYSCOM:MR2002-SM24 – Parte 3.

Technical specification

Acceleration Sensing Element Principle

The sensing element is an analog force feedback accelerometer featuring a variable capacitance, silicon bulk-micromachined acceleration sensor (MEMS) and a custom low-power mixed-signal integrated circuit (ASIC). The MEMS/ASIC custom design forms a DC coupled analog servo accelerometer.

Hysteresis	None
Noise	typ. 900 ng rms/ $\sqrt{\text{Hz}}$ (10 - 1000 Hz)
Natural frequency	Frequency response DC to >1000 Hz
Shock survival	1500 g (0.5 ms half sine)
Vibration survival	60 g (20-2000 Hz, peak-peak)
Operating temperature	-40 to +85 °C
Housing	Aluminium, 85 x 75 x 58 mm (W x L x H) optional: Stainless Steel, 100 x 100 x 66 mm, with mounting platform, 140 x 100 x 10 mm
Protection	IP 65 (splash proof)

MS2005+ triaxial sensor

Measuring range	± 4 g standard or ± 2 g
Scale factor temp. drift (± 4 g)	typ. <100 ppm/°C
Zero point offset drift (± 4 g)	typ. <600 $\mu\text{g}/^\circ\text{C}$
Orientation	Triaxial, horizontal (floor) mounting or vertical (wall) mounting
Non-Linearity	<1.5 % of full scale
Dynamic range (± 4 g)	typ. 110 dB (100 Hz BW)
Supply voltage	± 6.5 V to ± 12 V
Current consumption	typ. 45 mA
Output voltage	± 4 V single-ended, optional ± 4 V differential
Self-test	Test-pulse
Cross axis rejection	>40 dB
Weight	0.5 kg
Connection	Metallic self latching push-pull LEMO connector

Ordering information

MS2005+ triaxial Horizontal mounting	2 g FS	14114002
MS2005+ triaxial Horizontal mounting	4 g FS	14114004
MS2005+ triaxial Vertical mounting	2 g FS	14114012
MS2005+ triaxial Vertical mounting	4 g FS	14114014
MS2005+ uniaxial Horizontal mounting, horizontal axis	4 g FS	14114024
MS2005+ uniaxial horizontal mounting, vertical axis	2 g FS	14114032
MS2005+ uniaxial Horizontal mounting, vertical axis	4 g FS	14114034
MS2005+ triaxial Horizontal mounting, Stainless Steel	2 g FS	14114302



MS2005+ aluminium housing

SYSCOM Instruments SA
Rue de l'Industrie 21
1450 Sainte-Croix
SWITZERLAND

T. +41 (0) 24 455 44 11
F. +41 (0) 24 454 45 60

www.syscom.ch

Fonte: Catálogo do Fabricante

A2: SISMÓGRAFO REFTEK: PARTE 1

Figura 133 – Especificações: REFTEK:130-SMHR – Parte 1.



The advertisement features a background image of a city skyline with a large, white, rectangular seismic recorder unit in the foreground. The unit has a black top panel with several gold-colored connectors and a small display screen. The REF TEK logo is prominently displayed at the top left, with the model number 130-SMHR in large white letters. Below the model number, the text 'STRONG MOTION ACCELEROGRAPH' is written in orange. A descriptive paragraph explains that the device combines a 3rd generation Broadband Seismic Recorder (REF TEK 130S) with advanced low-noise force-balance accelerometers. To the right, a list of key features and applications is provided. At the bottom left, a section titled 'The 130-SMHR family:' lists additional specifications.

REF TEK
SYSTEMS INC.

130-SMHR

STRONG MOTION ACCELEROGRAPH

REF TEK® strong motion and earthquake engineering products combine the 3rd generation Broadband Seismic Recorder (REF TEK 130S) and advanced low-noise force-balance accelerometers.

The 130-SMHR Strong Motion Accelerographs provide accurate and timely data and information for seismic events, including their effects on buildings and structures by employing modern monitoring methods and technologies. Both models are made for continuous monitoring of earthquakes and other seismic events, and the recording of strong earthquake shaking at ground sites, in buildings and critical structures.

The 130-SMHR advanced communications features include TCP/IP over Ethernet and Asynchronous Serial. An LCD continuously displays state-of-health and status information.

The 130-SMHR has three channels connected to an internal triaxial accelerometer. When ordered as a six-channel unit, the three additional channels can be connected to an external sensor.

The 130-SMHR family:

- Has provision for an optional internal V.90 modem for communication over standard telephone lines;
- Includes a battery charger for maintaining a lead-acid battery;
- Is housed in an anodized aluminum instrument case with single point mounting and 3-point leveling.

KEY FEATURES

- » State-of-the-Art 24-Bit ADC
- » Wide Dynamic Range
- » Low Noise, Force-Balance accelerometer
- » Simultaneous Telemetry/Self Recording
- » IP over Ethernet and Asynchronous Serial
- » Embedded / Removable Mass Storage
- » Low Power

APPLICATIONS

- » Free Field Recording
- » Structural Monitoring
- » Dam Monitoring
- » Building Arrays
- » Telemetry Networks
- » Aftershock Studies

Fonte: Catálogo do Fabricante

A2: SISMÓGRAFO REFTEK: PARTE 2

Figura 134 – Especificações: REFTEK:130-SMHR – Parte 2.

SPECIFICATIONS	FULL FEATURED ACCELEROGRAPH, MODEL 130-SMHR (STANDARD)	ACCELEROGRAPH, MODEL 130-SMHR COMMAND LINE
MECHANICAL		
Size	9.25" high x 8.0" wide x 13.25" long (23.5 cm x 20.3 cm x 33.7 cm)	9.25" high x 8.0" wide x 13.25" long (23.5 cm x 20.3 cm x 33.7 cm)
Weight	10.5 lbs (4.8 kg), without internal battery	10.5 lbs (4.8 kg), without internal battery
Watertight Integrity	IP 67	IP 67
Shock	Survives a 1 meter drop on any axis	Survives a 1 meter drop on any axis
Operating Temperature	-20 °C to +70 °C	-20 °C to +70 °C
POWER		
Input Voltage	10 to 16 VDC	10 to 16 VDC
Operating Power	2 W (3-ch. @ 125 sps)	2 W (3-ch. @ 125 sps)
Peak Power	3 W (DAS & GPS active, writing to CF)	3 W (DAS & GPS active, writing to CF)
Battery Charger	15 V, 800 mAmp (internal)	15 V, 800 mAmp (internal)
Battery	12 VDC, sealed lead-acid, 12 AmpHr (optional, internal)	12 VDC, sealed lead-acid, 12 AmpHr (optional, internal)
A/D CONVERTER		
Type	± γ modulation, 24-bit resolution	± γ modulation, 24-bit resolution
Channels	3 or 6 channels	3, 6 or 9 channels
Input Impedance	Matched to accelerometer	Matched to accelerometer
Input Full Scale	Matched to accelerometer	Matched to accelerometer
Bit Weight	1.589 μ V	1.589 μ V
Self Noise Level	2 counts RMS @ 200 sps	2 counts RMS @ 200 sps
Sample Rates (user selectable)	1000, 500, 250, 200, 125, 100, 50, 40, 20, 10, 5, 1 sps	200, 100, 50 sps
Dynamic Range	>138 dB	>138 dB
TIME BASE		
Type	GPS Receiver/Clock plus a disciplined oscillator	GPS Receiver/Clock plus a disciplined oscillator
Accuracy	±10 μ sec with GPS locked and a validated 3-D fix	±10 μ sec with GPS locked and a validated 3-D fix
Accuracy without GPS	0.1 ppm from 0 ° to 60 °C, 0.2 ppm from -20 ° to 0 °C	0.1 ppm from 0 ° to 60 °C, 0.2 ppm from -20 ° to 0 °C
AUXILIARY CHANNELS		
Inputs	Battery, Temperature, Backup Battery	Battery, Temperature, Backup Battery
CALIBRATION		
Enable	User Command	User Command
Type	Step applied to feedback	User Command
COMMUNICATION		
Ethernet	10-BaseT: TCP/IP, UDP/IP, FTP, RTP	10-BaseT: TCP/IP, UDP/IP, FTP, RTP
Serial	Asynchronous RS-232: PPP, TCP/IP, UDP/IP, FTP, RTP	Asynchronous RS-232: PPP, TCP/IP, UDP/IP, FTP, RTP
Modem	N/A	V.90 (internal)

Fonte: Catálogo do Fabricante

ANEXO B – HISTÓRIA DA PONTE

Viaduto Engenheiro Antonio Nunes Galvão (viaduto do Papagaio)

Inicialmente conhecido como viaduto do Papagaio, este viaduto ferroviário, para linha singela, encontra-se no Paraná, perto de porto Amazonas, no cruzamento do rio Papagaio. Essa linha férrea é o tronco principal sul - TPS que estabelece a ligação entre Ponta Grossa e o Estado de Santa Catarina e precisa atravessar um vale profundo e extenso onde corre o rio Papagaio, afluente do rio Iguaçu. A travessia em nível exigiria um traçado com rampas excessivas para estrada de ferro. Foi necessário levantar bastante o greide e daí resultou o projeto de uma ponte-viaduto com 457,5 m de comprimento total e uma flecha de 36 m.

A figura 2 representa a obra na fase final de construção em 1957, mostrando tratar-se de uma das obras ferroviárias mais monumentais do Brasil.

O nome do viaduto foi dado em homenagem a um dinâmico e competente engenheiro do DNEF que atuou ativamente durante quase 50 anos. Ele foi chefe do Distrito de São Paulo e participou com muita dedicação de duas grandes obras: o TPS de Itapeva (a Engenheiro Bley) e a Ferrovia do Norte do Paraná conhecida no DNEF como “ligação Apucarana-Guaíra” [4]. A realização do viaduto do Papagaio se deve à obstinação de Nunes Galvão em conseguir verbas para sua construção, que durou três anos e meio, de setembro de 1954 a março de 1958. Graças a Nunes Galvão, a obra não

chegou a ser paralisada e o batismo da obra, com seu nome, foi efetivamente muito merecido.

A construção do viaduto esteve a cargo da firma Serviços de Engenharia S. A. - Servieng, do Rio de Janeiro, fundada em 1937 e ainda em operação, responsável por muitas obras públicas importantes do Brasil. O responsável técnico da obra foi Alberto Luiz Gonçalves Soares, então diretor da Servieng. Eram acionistas e diretores da firma os engenheiros Newton Cavaliere e Hugo Soares de Moraes.

O projeto

Antes do detalhamento do projeto executivo, foram estudados, pelo engenheiro Oscar Machado da Costa, seis tipos diferentes de estruturas com três alternativas de materiais. Da comparação de custo e desempenho resultou a concepção do projeto definitivo.

O cálculo foi todo desenvolvido pelo engenheiro Rolf Schjöd, que havia sido colaborador de Emilio Baumgart. Seu cálculo foi depois (1954) revisto por Emanuel Magalhães.

A superestrutura do viaduto é constituída por sete arcos de 42,5 m de vão livre, um de 90 m na travessia do rio Papagaio, e mais dois trechos em viga reta de 32,5 m, um em cada extremidade. Completa a obra um encontro de 5 m perfazendo 457,5 m de comprimento total.

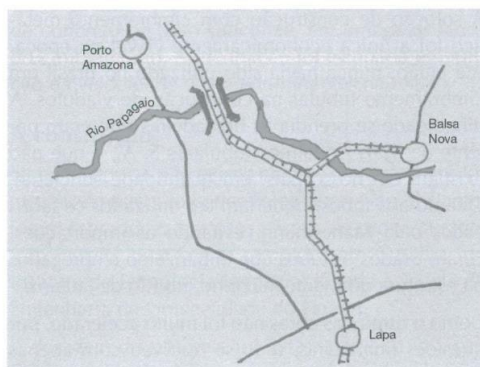


Fig. 1
Localização do viaduto do Papagaio

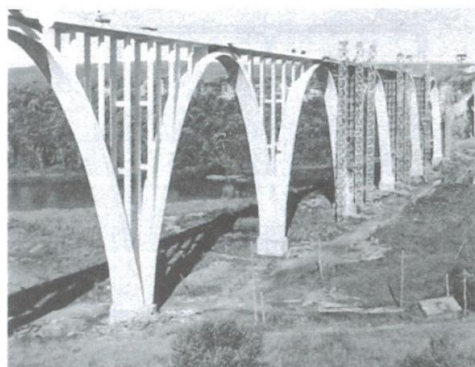


Fig. 2
Viaduto Nunes Galvão, em 1957 (foto gentilmente cedida por d^a Célia Galvão Querino) [1]

As fundações

O depoimento do engenheiro Soares (v. carta mencionada em [4]) contém lances espetaculares da execução das fundações. O local da construção foi muito feliz no que se refere à segurança da obra, mesmo com os ventos frequentes de 100 km/h, pois sempre foi possível alcançar a rocha sã para assentamento das sapatas de concreto ciclópico.

Não houve grande dificuldade executiva das sapatas dos arcos de 42 m, pois a rocha se encontra à profundidade de 5 a 6 m e o solo sobrejacente de areia argilosa é praticamente seco e fácil de ser escorado com estacas pranchas de madeira. A maior dificuldade se concentrou na sapata do arco de 90 m que cruza o rio. A sapata externa, no final do viaduto, não apresentou problemas executivos sérios. Ficou encaixada no maciço de arenito, com talude quase a prumo e foi executada a seco e com escavação relativamente pequena. O problema sério, um verdadeiro desafio para os construtores, foi a sapata vizinha que precisou ser aprofundada a cerca de 10 m para atingir a rocha, a pequena distância da margem. O solo sendo muito permeável e a pressão da água com altura de mais do que 10 m, dificultava enormemente a vedação nas irregularidades da rocha na base do caixão. A figura 3 mostra o esquema do caixão que ia sendo concretado à medida que era aprofundado no terreno.

Retirada a terra do fundo na área interna do caixão, com uso de *clam shell*, foi feita a concretagem submersa com uma espessura da ordem de 1,0 m,

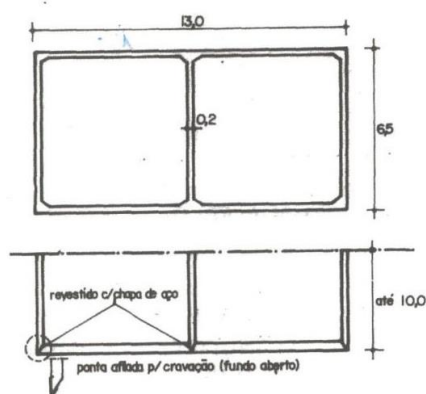


Fig. 3
Esquema do caixão de execução da sapata do vão de 60 m, segundo informações do engenheiro Soares [4]

para tentar impedir a entrada de água. Foi utilizado escafandro para a inspeção no fundo da fundação, colocação de formas submersas e concretagem submersa. Não conseguindo estancar com as bombas disponíveis a água que percolava com grande vazão, resolveu-se limpar, sempre com escafandros, toda a área do fundo. Foi feita a concretagem com 1,0 m de altura, acompanhando o perímetro em toda a extensão da base. Foi utilizado um equipamento improvisado de concretagem submersa. Endurecido o concreto do fundo, foi então possível esvaziar o interior do caixão e realizar a concretagem a seco, usando concreto ciclópico em grande volume. O volume da sapata do encontro E 2 foi de 850 m³.

Os cimbres

A construção das pontes, em arco, no mundo inteiro, estava com seus dias contados ao se iniciar, depois da 2ª Guerra Mundial, o sistema de construção por meio de balanços sucessivos. Isto só foi possível com o uso do concreto protendido que o Brasil havia introduzido dez anos antes na ponte do Galeão que, por sinal, foi a maior do mundo naquela época.

O elevado custo do cimbramento, que muitas vezes constituía uma obra tão importante como a obra final e sempre muito mais difícil de executar, estava a exigir uma remodelação total da arte de construir.

O viaduto Nunes Galvão e, finalmente, a ponte da Amizade devem ter sido as duas últimas obras importantes em arco de concreto armado construídas no Brasil. De 1964 em diante, os grandes vãos foram sempre vencidos com concreto protendido, frequentemente associado ao pré-moldado.

A solução de construção com cimbramento metálico foi a única economicamente viável na época. Até então, nunca havia sido utilizado no Brasil um cimbramento tubular na construção de viadutos. A dificuldade se prendia às braçadeiras que eram patente da Mills Andaimos Tubulares S. A., e que não existiam em nosso país, em quantidade suficiente. Quanto aos tubos, poderiam ser utilizados os fabricados pela Manesmann, evitando as importações. Foram usados os tubos que tinham sido empregados na estrutura do Maracanãzinho, no Rio de Janeiro.

Como o ritmo das obras não foi muito acelerado, por questões financeiras, tudo se resolveu com apenas dois jogos de andaimes, para dois arcos. Enquanto um jogo permanecia retido, durante 28 dias até o endurecimento do concreto, o segundo jogo era uti-

lizado sem interrupção da construção. Os sete arcos foram executados dessa maneira. Completado um arco, era descimbrado o arco anterior e o processo se repetia.

Faltava, entretanto, material para execução do cimbramento do arco de 90 m que é visto na figura 4. O engenheiro Alberto Luiz Gonçalves Soares, que acompanhou de perto a obra durante os quatro anos de sua duração, foi enviado à França e negociou diretamente com a Mills o aluguel das braçadeiras que faltavam no Brasil. A princípio, a Mills relutou em fornecer o material, mas acabou se convencendo diante das possibilidades que surgiram com a divulgação da aplicação de tais andaimes tubulares numa obra de tal vulto. As braçadeiras, que estavam sendo usadas na construção do pavilhão de La Défence, seriam enviadas por navio para o Brasil e alugadas para execução do grande arco de 90 m. Isto não atrasou a obra, pois as providências foram tomadas com a antecedência adequada ao ritmo da execução. Nos dias atuais, com os exigidos prazos políticos de execução, isto não seria possível.

Os tubos eram unidos por intermédio de braçadeiras bem concebidas e adequadamente contraventados, de maneira a formar um gigantesco leque, como se pode apreciar na figura 4.

Os cimbramentos tubulares, com a grande altura de 36 m dos arcos, tiveram que ser estaiados. Cabos de aço seriam muito caros e estavam fora de cogitação. Foram então usados vergalhões de aço da própria estrutura em cujas extremidades eram feitos laços fechados com solda. Produziram-se, então, “correntes” de barras olhadas com o comprimento total do vergalhão, as quais ficavam ancoradas em blocos de concreto de peso suficiente, em ambos os lados do cimbramento. A inclinação foi estudada em função da velocidade dos predominantes na região.

A construção

Naquela época, não existia ainda o controle tecnológico sistemático do concreto na obra. Não obstante, foram retirados numerosos corpos-de-prova durante a execução, para serem rompidos em Curitiba, no Instituto de Tecnologia Industrial, ligado à Escola de Engenharia da Universidade do Paraná.

A dosagem do concreto foi feita a partir da intuição e da experiência dos construtores. Foi utilizada brita de gneiss e areia do próprio rio, bastante boa, porém um tanto grossa. O traço de dosagem foi medido em

volume na proporção 1:2:4 com consumo de cimento de 300 kg/m³. Resultaram resistências dos corpos-de-prova na ordem de 240 kgf/cm².

As armaduras dos arcos, vistas na figura 7, eram de aço CA-24 da Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira, com emendas realizadas por meio de soldas. Foram aplicados vergalhões de diâmetro até 1 1/4”.

Para esse fim, a forma da estrutura em arco era muito favorável. Além disso, o tempo necessário para montagem e desmontagem de um cimbramento metálico é muito menor do que um cimbramento equivalente de madeira. Depois da primeira aplicação, os operários adquiriram tal desenvoltura no trabalho que o último cimbramento pôde facilmente ser executado na metade do tempo gasto do primeiro. Por este motivo, o grande arco foi deixado para o final da obra.

As figuras 5, 6 e 7 ilustram diversas fases do andamento da obra. Na figura 5, vêem-se dois arcos em execução, um já concretado, com forma e contraforma, e outro ainda em preparação da forma. Em seguida, são vistos os arcos já descimbrados e a preparação para concretagem dos pilares do tabuleiro. Na figura 6, é visto o início da execução do tabuleiro.

A execução do cimbramento, no rio, exigiu a cravação de estacas de madeira na parte mais rasa e a construção de blocos de concreto armado, um para cada leque onde ficavam embutidos os arranques do cimbramento metálico. Os dois blocos eram ligados entre si, por meio de uma passarela de trabalho, para transporte de equipamentos e pessoas. Essa passarela foi projetada em treliça de madeira que, por sua vez, ficava dependurada em níveis mais elevados do leque, por meio de tirantes de aço. Isto permitiu fazer uma passarela bastante leve e capaz de resistir a

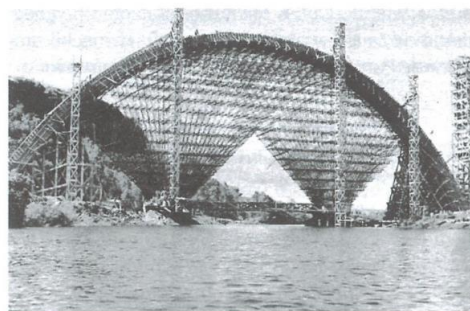


Fig. 4
Aspecto do cimbramento metálico tubular do maior arco, na travessia do rio Papagaio [1]

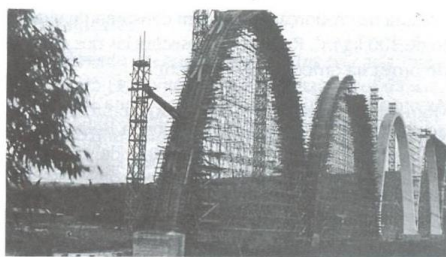


Fig. 5
Obra com dois arcos cimbrados [1]

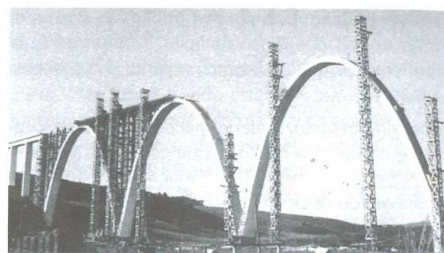


Fig. 6
Início da execução do tabuleiro [1]

cargas consideráveis. Os blocos também eram atirantados entre si, para impedir eventual afastamento recíproco provocado pela correnteza.

O plano de concretagem para o arco de 90 m foi estudado pelo professor Antonio Alves Noronha que previu a execução em três etapas, o que tornou o cimbramento bastante leve e economicamente viável. Na primeira etapa, era concretada parte da seção do arco em forma de U, e os cimbres projetados deviam resistir apenas a esse peso do concreto. Nas outras etapas, resistiriam tanto o cimbramento como o concreto da primeira etapa. Fato semelhante aconteceu com o cimbramento da ponte da Amizade, sobre o rio Paraná.

Em 1938, havia sido construída na Alemanha, perto de Stuttgart, a ponte sobre o vale de Rohrbach, com 355 m de comprimento e aspecto muito parecido (figura 8), porém com arcos geminados. Os arcos possuíam 44,5 m de vão e flechas de 31 m [3].

Fatos relevantes durante a construção

Durante a construção, a obra foi visitada por grupos e autoridades importantes. Podem ser citados o diretor geral do DNEF, oficiais do Batalhão de Engenharia de Lages, o professor Samuel Chamecki (professor de Pontes e Grandes Estruturas), conduzindo a turma de alunos do 5º ano da Escola de Engenharia do Paraná.

O local da obra era sujeito a fortes ventos de até 100 km/h que destelhavam casas e espalhavam as pilhas de tábuas por todo o canteiro. Entretanto, dadas as medidas de segurança adotadas, nunca chegaram a afetar a obra. O único acidente fatal, durante a construção da obra, se deu com um motorista que transportava brita para a obra. Seu caminhão caiu no rio. No canteiro da obra, nunca ocorreu qualquer acidente grave.

As baixas temperaturas ocorridas no inverno, algumas vezes abaixo de zero, e ventos fortes, causaram por vezes alguma descontinuidade nos turnos de trabalho.

Outro sério entrave era as cheias do rio Iguaçu. Essas cheias represavam o rio Papagaio, inundando totalmente o canteiro da obra. O acampamento, entre-

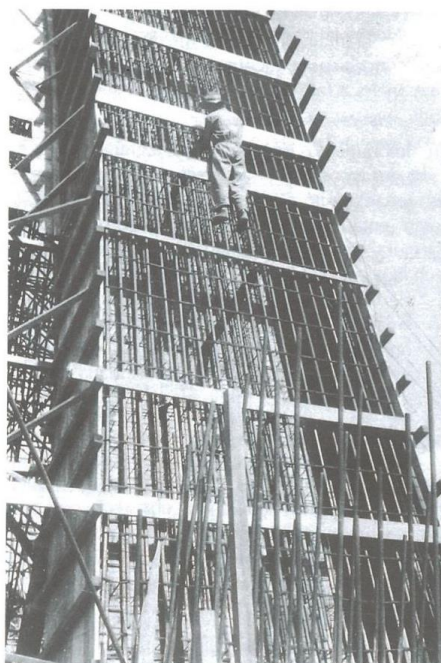


Fig. 7
Aspecto da armadura, primorosamente montada, antes do fechamento com a contraforma [1]



Fig. 8
Aspecto da ponte alemã do vale de Rohrbach [3]

tanto, que ficava num lugar mais alto, não chegou a ser prejudicado.

Referências

- [1] Numerosa coleção de fotografias de todas as fases de execução da obra, de propriedade de d^a Célia Galvão Querino, filha do engenheiro Antonio Nunes Galvão.
- [2] BEVILAQUA, A. E. Carta ao autor, de 08/04/1992, do Rio de Janeiro.
- [3] WITTFOHT, H. *Building bridges: history, technology, construction*. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1984, p. 131.
- [4] SOARES, A. L. G. Carta ao autor, de Belo Horizonte, de 05/02/1993.

Segunda ponte de Airosa Galvão

A primeira ponte construída no local foi metálica, em treliça Warren, com sete tramos simplesmente apoiados.

À segunda ponte foi construída com a finalidade de substituir a metálica, cuja estrutura não era suficientemente robusta para possibilitar a passagem dos novos trens, segundo os planos de alargamento de bitola da ferrovia de Itirapina a Pederneiras, pela variante de Jaú.

Ambas as pontes não existem mais: ficaram submersas na represa de Bariri.

A terceira ponte de Airosa Galvão, construída para suprir a falta da ponte anterior, foi feita em concreto protendido e ainda existe e não é abordada nesta publicação.

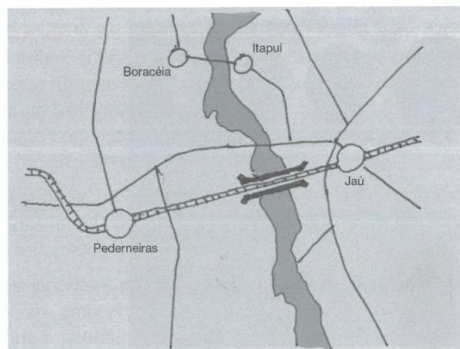


Fig. 1
Localização da ponte de Airosa Galvão

A ponte ora descrita, próxima à estação de Airosa Galvão, atravessa o rio Tietê com nove abóbadas de concreto com 37 m de vão, sendo de 347 m o comprimento total [1]. Sua construção foi feita pela firma Christiani & Nielsen, em 1939, ano em que foi imediatamente submetida a uma prova de carga realizada pelo IPT [1]. A ponte, pertencente à Companhia Paulista de Estradas de Ferro, foi inteiramente projetada e detalhada pelo corpo técnico da Companhia, com a participação principal do engenheiro José Alfredo de Marsillac. Estando praticamente cego na ocasião, em consequência de estilhaços de granada, durante a Revolução Constitucionalista de 1932, Marsillac necessitava do apoio de outros engenheiros. Notadamente, quem mais o auxiliou foi o engenheiro Alberto Berringer.

Do ponto de vista estrutural, a ponte funciona como abóbada engastada com tabuleiro ferroviário superior. O tabuleiro apóia-se na abóbada por intermédio de cortinas delgadas.

As nove abóbadas de 37 m de centro a centro de pilar possuem apenas 34,5 m de vão teórico e 6 m de flecha. A relação de esbeltez é então 1:5,75 e o grau de audácia 200 (L^2/f). As abóbadas de seção retangular têm largura constante de 4 m e espessura variável: 150 cm nas impostas, 76 cm no fecho e 85 cm nos terços do vão. O tabuleiro, interrompido na vertical de cada pilar de imposta, consiste de uma laje com espessura de 30 cm, que transmite a carga às abóbadas através de seis cortinas delgadas.