

FELIPE CARVALHO SILVA SANTOS

**ANÁLISE MODAL DO VIADUTO MONTESE:
CALIBRAÇÃO DE UM MODELO EM
ELEMENTOS FINITOS E COMPARAÇÃO
COM PROVA DE CARGA ESTÁTICA**

Dissertação de Mestrado

Departamento de Engenharia Civil

Belo Horizonte, abril de 2018

Felipe Carvalho Silva Santos

**ANÁLISE MODAL DO VIADUTO MONTESE: CALIBRAÇÃO DE UM
MODELO EM ELEMENTOS FINITOS E COMPARAÇÃO COM PROVA
DE CARGA ESTÁTICA**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação
em Engenharia Civil do CEFET-MG como requisito
parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia
Civil

Orientador: Prof. Dr. Cláudio José Martins

Belo Horizonte, fevereiro de 2018.

Santos, Felipe Carvalho Silva
S237a Análise modal do viaduto Montese: calibração de um modelo em elementos finitos e comparação com prova de carga estática / Felipe Carvalho Silva Santos. – 2018.
91 f. : il., gráfs, tabs., fotos.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil.
Orientador: Cláudio José Martins.
Bibliografia: f. 75-78.
Dissertação (mestrado) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Civil

1. Viaduto Montese (Belo Horizonte, MG) – Construções – Teses. 2. Análise modal– Teses. 3. Testes não-destrutivos – Teses. 4. Instrumentos de medição – Calibração – Teses. 5. Estática – Teses. 6. Análise estrutural (Engenharia) – Teses. I. Martins, Cláudio José. II. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD 624.2098151

Direitos autorais. Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem a autorização da Instituição, do autor e do orientador.

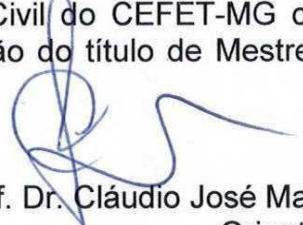
Felipe Carvalho Silva Santos

Graduado em Ciências Biológicas pela Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG. Graduado em Engenharia de Produção Civil pelo Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET-MG. Atua, desde 2014, como engenheiro calculista de pontes e edificações em concreto armado e protendido.

FELIPE CARVALHO SILVA SANTOS

**ANÁLISE MODAL DO VIADUO MONTESE: CALIBRAÇÃO DE
UM MODELO EM ELEMENTOS FINITOS E COMPARAÇÃO
COM PROVA DE CARGA ESTÁTICA**

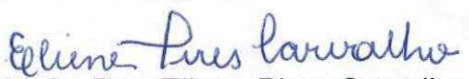
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do CEFET-MG como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil


Prof. Dr. Cláudio José Martins
Orientador

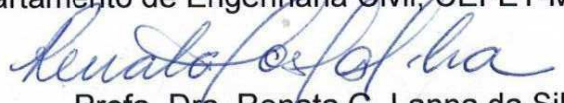
Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG


Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira
Examinador Externo

Departamento de Engenharia Civil /UFES


Profa. Dra. Eliene Pires Carvalho
Examinadora

Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG


Profa. Dra. Renata G. Lanna da Silva
Examinadora

Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG

Belo Horizonte, 20 de fevereiro de 2018

Dedico este trabalho à minha família e a
todos que me incentivaram quando
escolhi me dedicar às estruturas.

Agradecimentos

Agradeço primeiramente à minha família que me apoia na escolha de uma segunda graduação e no caminho trilhado no mestrado;

Ao meu orientador prof. Dr. Cláudio José Martins, pelo auxílio e valiosa orientação, sempre disposto a me ajudar durante a elaboração deste trabalho.

Aos professores do curso de mestrado do CEFET-MG pela dedicação e empenho para garantir à mim e a todos os alunos uma formação de qualidade;

À Superintendência de Desenvolvimento da Capital (SUDECAP) em especial ao engenheiro Mauro por permitirem a realização deste trabalho no viaduto e disponibilizarem informações valiosas;

À BHTrans que, para garantir a segurança, mobilizou equipe de apoio para a realização da sinalização durante a coleta de dados;

Ao CEFET-MG e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC).

Por fim, agradeço a todos aqueles, que de uma forma ou outra, contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

Muito obrigado.

RESUMO

SANTOS. F.C.S. **ANÁLISE MODAL OPERACIONAL DO VIADUTO MONTESE: CALIBRAÇÃO DE UM MODELO EM ELEMENTOS FINITOS E COMPARAÇÃO COM PROVA DE CARGA ESTATICA.** Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

A análise modal operacional é uma metodologia amplamente utilizada para identificar os parâmetros modais de estruturas sem que seja interrompido o seu funcionamento. Nas estruturas civis esta metodologia é utilizada em conjunto com um modelo em elementos finitos o que permite o monitoramento e detecção do dano estrutural, além da determinação de como estas patologias afetam a performance da estrutura real. No presente trabalho é apresentada a análise modal operacional do viaduto Montese. Foram medidas as acelerações de 16 pontos no viaduto nas 3 direções ortogonais a uma taxa de amostragem de 50Hz. Aplicou-se o algoritmo SSI-COV para a identificação das frequências naturais da estrutura. Dois modelos em elementos finitos da estrutura, considerando e não considerando a protensão, foram desenvolvidos para serem calibrados com as frequências encontradas na análise modal. Estes modelos foram testados com a simulação da prova de carga estática que foi executada no viaduto antes da sua liberação para o uso. A calibração dos dois modelos foi realizada com sucesso. Os erros obtidos para as frequências são relativamente baixos para a maioria dos modos contudo em alguns modos é superior a 10%. Apesar de na simulação da prova de carga estática serem observadas divergências em relação ao comportamento da estrutura, a melhoria obtida no modelo foi considerada satisfatória em função da qualidade dos dados disponíveis.

Palavras chave: Análise Modal Operacional; Ensaio não-destrutivo; Calibração de modelo; Prova de carga estática; Análise dinâmica em pontes.

ABSTRACT

SANTOS. F.C.S. OPERATIONAL MODAL ANALYSIS OF MONTESE VIADUCT: FINITE ELEMENT MODEL UPDATING AND COMPARISON WITH STATIC LOAD TEST. Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

Operational Modal Analysis is a methodology widely used in order to identify structural modal parameters without interrupting its use. In civil structures, this methodology is used along with a finite element model, which allows structural health monitoring, and damage detection besides of determination of how existent pathology affects structural performance. In the present work, the Montese Avenue's viaduct Operational modal analysis is presented. Acceleration was measured in 16 points over superstructure in three orthogonal directions in a 50Hz sampling rate resulting in a 40 hours of measured data. It was employed SSI-COV algorithm in order to identify structure's natural frequencies. A finite element model of the structure, with and without prestress effect, was developed to be calibrated with the frequencies resultants of the modal analysis. This model is going to be tested with a simulation of a static load test, which was performed in the viaduct before traffic liberation. Both models calibration's was successfully done. Errors in frequencies are small for several modes, but some modes presented frequencies errors above 10%. Despite static load test simulation results diverge from structural response, we considered model behavior improvement satisfactory due to input data quality.

Keywords: Operational Modal Analysis; Non-destructive rehearsal; Model Calibration; Static Load Test; Bridge dynamic analysis.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Contextualização.....	1
1.2	Análise modal operacional de estruturas civis	2
1.3	A calibração de modelos em elementos finitos.....	4
1.4	Justificativa.....	5
1.5	Objetivos	5
1.5.1	Objetivo geral.....	5
1.5.2	Objetivos específicos.....	6
1.6	Estrutura do documento.....	6
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1	Análise modal em conjunto com outras técnicas de monitoramento estrutural.....	8
2.2	O efeito da protensão nas frequências naturais.....	11
3	ANÁLISE DINÂMICA	19
3.1	Dinâmica das estruturas	19
3.2	Sistemas com 1 grau de liberdade	20
3.2.1	Vibração livre de um sistema com 1 grau de liberdade.....	20
3.2.2	Vibração sob força harmônica	21
3.2.3	Sistema massa – mola – amortecedor	22
3.2.4	Vibração amortecida sob força harmônica.....	23
3.2.5	Vibração amortecida sob força impulsiva.....	24
3.3	Sistema com múltiplos graus de liberdade.....	25
3.3.1	Sistema não amortecido sob vibração livre	26
3.3.2	A equação do movimento na forma de estado	26
4	IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICA DE SUBESPAÇO BASEADO NAS FUNÇÕES DE COVARIÂNCIA DA RESPOSTA	28
4.1	O algoritmo SSI-COV	28

4.1.1	A Matriz bloco de Hankel	28
4.1.2	A estimativa das funções de correlação de resposta.....	29
4.1.3	As matrizes de observabilidade e de controlabilidade estocástica	30
4.1.4	Obtenção das matrizes do sistema	30
4.1.5	Análise modal.....	31
5	O VIADUTO MONTESE E A PROVA DE CARGA ESTÁTICA	32
5.1	O Viaduto Montese.....	32
5.1.1	Geometria	32
5.1.2	Materiais	33
5.1.3	Protensão	33
5.1.4	Aparelhos de apoio	34
5.1.5	Mesoestrutura	34
5.2	Reforço realizado na estrutura	35
5.3	A prova de carga estática.....	35
6	METODOLOGIA	39
6.1	Coleta dos dados em campo.....	39
6.2	Obtenção dos parâmetros modais da estrutura.....	40
6.3	O modelo em elementos finitos	41
6.4	Otimização do modelo em elementos finitos.....	43
7	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	50
7.1	Medição em campo e obtenção dos parâmetros modais	50
7.2	Modelo em elementos finitos: modos representativos e protensão	53
7.3	Calibração do modelo	56
7.3.1	CASO 1: Calibração do modelo considerando a protensão	56
7.3.2	CASO 2: Calibração do modelo sem consideração da protensão	58
7.3.3	Comparação entre os casos com e sem protensão	60
7.4	A prova de carga estática.....	62

7.4.1 Simulação da prova de carga no modelo calibrado considerando a protensão.....	63
7.4.2 Simulação da prova de carga no modelo calibrado sem a consideração da protensão.....	65
7.4.3 Comparação entre os casos com e sem protensão	67
7.4.4 O efeito da protensão e o processo de calibração	70
8 CONCLUSÃO	72
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	75
ANEXO I – Especificações técnicas do sensor acelerômetro.....	78
ANEXO II – Dados brutos de aceleração	79
ANEXO III – Relatório de medição da prova de carga estática	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema do sistema considerado na análise modal operacional. (Adaptado de Brincker, et al 2006)	3
Figura 2: Frequencias medidas para as 3 etapas de carregamento e posterior descarregamento. Fonte: Adaptado de CIGADA (2011)	12
Figura 3: Viga com cabo no centro de gravidade. (a) Variação da rigidez (EI) com o aumento da força de protensão. (b) Frequência natural prevista com a equação (2.2) para o 1º modo em função da variação da rigidez EI obtida com a variação da força de protensão. Fonte: Adaptado de (NOBLE 2016)	16
Figura 4: Análise da variação das frequências naturais medidas para a viga com cabo passando pelo centro de gravidade em função da variação da força de protensão. Fonte: Adaptado de NOBLE (2016)	17
Figura 5: Vibração sob força impulsiva	25
Figura 6: Vista longitudinal do viaduto (Fonte: Adaptado do projeto estrutural). 32	
Figura 7: Esquema construtivo do viaduto. Vãos extremos moldados <i>in loco</i> e vão central em avanços sucessivos. (Fonte: Adaptado do projeto estrutural)	32
Figura 8: Seção transversal típica. (Fonte: Adaptado do projeto estrutural)	33
Figura 9: Esquema de posicionamento dos aparelhos de apoio. (Fonte: Adaptado do projeto estrutural.)	34
Figura 10: Seção transversal do encontro E2. (Fonte: Adaptado do projeto estrutural)	35
Figura 11: Prova de carga estática do viaduto Montese (Fonte: site do Jornal Estado de Minas)	36
Figura 12: Esquema dos pontos medidos durante o ensaio. (Fonte: Adaptado do relatório de medição de campo do ensaio)	37
Figura 13: Croqui dos pontos nos quais foram realizadas as medições de aceleração	39
Figura 14: Vista longitudinal do viaduto. Acima - projeto estrutural. Abaixo - modelo computacional	42
Figura 15: Corte longitudinal evidenciando a variação da seção transversal ao longo do viaduto, conforme projeto estrutural, no modelo computacional	41
Figura 16: Acelerômetro Syscon registrando as acelerações.	50

Figura 17: Espectro de frequências dos sinais obtidos nos eixos X, Y e Z da estrutura	51
Figura 18: Frequências identificadas para a estrutura.....	51
Figura 19: Participação de massa dos primeiros 50 modos de vibração no modelo numérico.....	53
Figura 20: Primeiro modo. $\omega = 0,96$ Hz (Flexão horizontal).....	54
Figura 21: Segundo modo. $\omega = 1,53$ Hz (Flexão vertical)	54
Figura 22: Terceiro modo. $\omega = 3,09$ Hz (Flexão horizontal)	54
Figura 23: Erro das frequências do modelo inicial em relação aos valores experimentais.....	56
Figura 24: Erros nas frequências dos 8 modelos calibrados e do modelo com os valores médios dos fatores de calibração.	58
Figura 25: Erros nas frequências dos 8 modelos otimizados e do modelo com os valores médios dos fatores de otimização.	60
Figura 26: Comparação entre os casos com e sem protensão utilizando o modelo mais bem sucedido em cada caso.....	61
Figura 27: Flecha para o carregamento com 3 caminhões.....	63
Figura 28: Flecha para o carregamento com 4 caminhões.....	64
Figura 29: Flecha para o carregamento com 5 caminhões.....	64
Figura 30: Flecha para o carregamento com 6 caminhões.....	64
Figura 31: Flecha para o carregamento com 3 caminhões.....	65
Figura 32: Flecha para o carregamento com 4 caminhões.....	66
Figura 33: Flecha para o carregamento com 5 caminhões.....	66
Figura 34: Flecha para o carregamento com 6 caminhões.....	66
Figura 35: Comparativo entre os modelos com e sem protensão para o carregamento com 3 caminhões.....	67
Figura 36: Comparativo entre os modelos com e sem protensão para o carregamento com 4 caminhões.....	67
Figura 37: Comparativo entre os modelos com e sem protensão para o carregamento com 5 caminhões.....	68
Figura 38: Comparativo entre os modelos com e sem protensão para o carregamento com 6 caminhões.....	68

Figura 39: Comparação entre as flechas dos modelos iniciais com e sem protensão.	69
Figura 40: Dados brutos de aceleração para o ponto P01	79
Figura 41: Dados brutos de aceleração para o ponto P02	80
Figura 42: Dados brutos de aceleração para o ponto P03	80
Figura 43: Dados brutos de aceleração para o ponto P04	81
Figura 44: Dados brutos de aceleração para o ponto P05	81
Figura 45: Dados brutos de aceleração para o ponto P06	82
Figura 46: Dados brutos de aceleração para o ponto P07	82
Figura 47: Dados brutos de aceleração para o ponto P08	83
Figura 48: Dados brutos de aceleração para o ponto P09	83
Figura 49: Dados brutos de aceleração para o ponto P10	84
Figura 50: Dados brutos de aceleração para o ponto P11	84
Figura 51: Dados brutos de aceleração para o ponto P12	85
Figura 52: Dados brutos de aceleração para o ponto P13	85
Figura 53: Dados brutos de aceleração para o ponto P14	86
Figura 54: Dados brutos de aceleração para o ponto P15	86
Figura 55: Dados brutos de aceleração para o ponto P16	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Variação das frequências entre o modelo calibrado e a estrutura real. (Fonte: Adaptado de FERRARI (2003)).	11
Tabela 2: Variação das frequências naturais de uma viga T protendida em relação à variação da força de protensão. (Adaptado de HO (2012)).	13
Tabela 3: Variação das frequências naturais em função da força de protensão. (Adaptado de JANG (2011)).	14
Tabela 4: Faixa de valores usuais para o fator de amortecimento viscoso de estruturas (Fonte: Adaptado de SORIANO (2014)).	23
Tabela 5: Relação das direções livres e impedidas para cada aparelho de apoio (Fonte: Projeto estrutural)	34
Tabela 6: Relação das 40 medições realizadas durante a prova de carga estática no viaduto Montese. (Adaptado do relatório original - ANEXO III)	38
Tabela 7: Relação dos parâmetros alterados durante o processo de otimização...	45
Tabela 8: Variações nas frequências naturais do modelo inicial em função da variação de cada parâmetro para o caso com protensão.	48
Tabela 9: Variações nas frequências naturais do modelo inicial em função da variação de cada parâmetro para o caso sem protensão.	49
Tabela 10: Frequências obtidas da estrutura e do modelo inicial.	52
Tabela 11: Frequências obtidas no modelo inicial com e sem o efeito da força protensão.	55
Tabela 12: Relação dos fatores multiplicadores das variáveis para cada um dos 8 modelos otimizados.	57
Tabela 13: Coeficiente de correlação entre cada modelo calibrado e a estrutura.	57
Tabela 14: Relação dos fatores multiplicadores das variáveis alteradas para cada um dos 8 modelos otimizados.	59
Tabela 15: Coeficiente de correlação entre cada modelo calibrado e a estrutura.	59
Tabela 16: Parâmetros utilizados nos modelos MC-02 (caso com protensão) e MC-08 (caso sem protensão).	62
Tabela 17: Comparação entre as correlações obtidas para os modelos mais bem sucedidos em cada caso.	68

Tabela 18: Especificações técnicas do sensor acelerômetro contido no Syscom	
MR3000C.....	78

"Torture numbers and they'll confess to anything"
- Gregg Easterbrook

1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados brevemente alguns conceitos relacionados com o presente trabalho.

1.1 Contextualização

Tudo no universo vibra. Cada molécula, cada estrutura, possui uma frequência de vibração própria. Para as estruturas, parâmetros físicos tais como a distribuição da massa, o material do qual ela é constituída e a sua geometria são determinantes das características dinâmicas da estrutura, inclusive das frequências nas quais esta vibra naturalmente. É baseado nesta premissa que as técnicas de avaliação estrutural por meio da análise de vibrações estão fundamentadas (FARAHANI; PENUMADU, 2016).

A identificação experimental dos parâmetros modais é um campo de estudo com origem na engenharia mecânica, dada a grande incidência de carregamentos dinâmicos nas estruturas desta área da engenharia. Os trabalhos na área da mecânica são, muitas vezes, realizados em ambientes controlados e as estruturas são submetidas a excitações forçadas e controladas. Nesses casos existe um claro conhecimento das forças que excitam o sistema e, através dos sensores de vibração posicionados na estrutura, são obtidas as respostas do sistema. Com a relação das forças aplicadas e das vibrações medidas, é possível caracterizar com precisão os parâmetros modais da estrutura (MAGALHÃES et al., 2011). Essa metodologia de obtenção dos parâmetros modais é conhecida como Análise Modal Experimental (EMA – *Experimental Modal Analysis*). A aplicação da análise modal experimental nas estruturas civis é possível, mas as elevadas dimensões destas inviabilizam, na prática, este tipo de estudo.

No caso das estruturas civis o método mais vantajoso de obtenção dos parâmetros modais é através da medição das respostas sem controlar as fontes de excitação. Nesse caso as ações resultantes da própria utilização da estrutura ou mesmo de forças naturais tais como ventos e ondas, sem que estas fontes sejam medidas nos ensaios, são as causadoras das vibrações medidas. Para tanto, os métodos de identificação (obtenção dos parâmetros modais) devem assumir que as forças de excitação são um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco (com densidade espectral constante) com média nula (RODRIGUES, 2004).

Indicando a necessidade das forças de excitação apresentarem um espectro de energia distribuída de tal forma que excite todos os modos da estrutura.

Visto que as características modais são funções da massa e rigidez, a identificação modal aliada com a calibração de modelos computacionais se torna uma ferramenta de monitoramento estrutural sem a necessidade de intervenções destrutivas ou mesmo interdição. A utilização dessa metodologia aliada ao teste do modelo em elementos finitos calibrado por meio da simulação de prova de carga estática em uma das obras do Pacote de Mobilidade Urbana para a Copa do Mundo de 2014 em Belo Horizonte é de grande relevância para a compreensão do comportamento dinâmico de viadutos em concreto protendido.

1.2 Análise modal operacional de estruturas civis

Conforme mencionado, a análise modal de estruturas civis é, em geral, realizada sem o auxílio de uma excitação externa conhecida. Nesse caso as forças da natureza (vento, ondas, marés etc.) e as advindas da própria utilização da estrutura são as causadoras das vibrações. Para que seja possível a utilização dos métodos de identificação da análise modal operacional as fontes de excitação devem ser consideradas como ruído branco com média nula, o que significa que a energia aplicada é distribuída em uma amplitude de frequências tal que cobre todas as frequências naturais da estrutura. Entretanto, não importa realmente se a fonte de excitação possui as características de ruído branco desde que elas excitem os modos de interesse. Assim, é fato que o carregamento em uma estrutura civil não possui um espectro de energia idealizado, mas, para a finalidade da análise modal operacional, ele pode ser idealizado como resultante de um carregamento ideal fictício que passou por um filtro (BRINCKER; VENTURA, 2015). A Figura 1 apresenta este sistema.

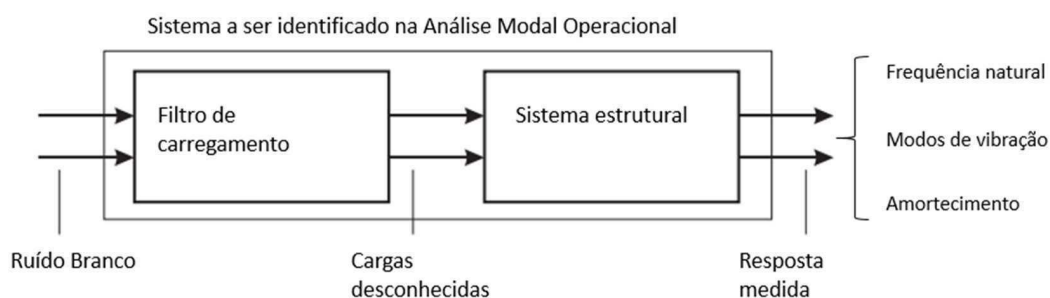


Figura 1: Esquema do sistema considerado na análise modal operacional. (Adaptado de Brincker; Ventura, 2015)

Nas publicações mais recentes o objetivo almejado é a identificação de dano estrutural. São quatro níveis de detecção de dano em uma estrutura (RYTTER, 1993):

- Nível 1 – Detecção do dano;
- Nível 2 – Localização do dano;
- Nível 3 – Quantificação do dano;
- Nível 4 – Predição da vida útil da estrutura.

A análise das vibrações da estrutura é capaz de produzir resultados que indicam a existência de dano estrutural (FARAHANI; PENUMADU, 2016). Esses autores monitoraram as vibrações de um viaduto que foi submetido a dano estrutural intencional e localizado. Os resultados mostraram que as variações nas frequências naturais são suficientes para indicar a existência do dano estrutural, contudo a capacidade de identificação do local do dano é muito dependente do ponto em que ele ocorreu. Outros parâmetros modais são utilizados como indicadores de dano estrutural: amortecimento estrutural (CURADELLI et al., 2008), matrizes de rigidez e flexibilidade da estrutura (YAN; GOLINVAL, 2005), funções de resposta das frequências (SAMPAIO; et al., 1999).

A existência de dano estrutural provoca variações significativas nas frequências e nos modos de vibração de uma ponte (BRINCKER; et al., 2001). Nesse trabalho os autores monitoraram a ponte rodoviária Z24 na Suíça. Trata-se de uma ponte em concreto protendido com três vãos e comprimento total de 58m. Uma vez que a ponte seria demolida, foi possível a realização de uma série de testes de dano progressivo contemplando uma gama de intervenções na estrutura variando desde recalques de apoio até a ruptura de cabos de protensão. A cada etapa os parâmetros modais eram medidos e comparados com a situação inicial. Com apenas

seis modos de vibração avaliados os autores demonstraram ser possível identificar o dano estrutural em nível 1 por meio da análise modal.

Outra abordagem existente é o simples monitoramento das estruturas o que é conhecido como Monitoramento da Saúde Estrutural (“Structural Health Monitoring” – SHM). Nesse caso, a estrutura é monitorada por períodos mais longos de tempo e as alterações em seus parâmetros modais durante o monitoramento são avaliadas. Aspectos ambientais como variações de temperatura podem afetar as respostas obtidas e, dessa forma, é importante distinguir as alterações devidas às variações ambientais daquelas decorrentes de dano estrutural (CURY; et, al., 2012). Em um processo de monitoramento de seis meses em uma ponte na França, esses autores avaliaram, além dos efeitos da temperatura na variação das frequências naturais, a eficiência de um reforço estrutural ao qual a ponte foi submetida.

Em estruturas mais antigas que passam por monitoramento são raros os casos em que existam dados modais da estrutura intacta e, nesse caso, a modelagem em elementos finitos e consideração desse modelo como sendo o da estrutura intacta é válido (RODRIGUES; LEDESMA, 2010). No Brasil, em que a análise dinâmica das estruturas civis e mesmo a identificação modal de estruturas existentes é rara, a utilização dos modelos em elementos finitos como ferramenta complementar à análise modal operacional é fundamental.

1.3 A calibração de modelos em elementos finitos

Um modelo em elementos finitos elaborado seguindo fielmente um projeto estrutural pode se aproximar bastante do comportamento da estrutura, mas não é capaz de simular os efeitos deletérios resultantes do tempo e da utilização da estrutura nem mesmo os possíveis desvios construtivos em relação ao projeto original. Calibrar um modelo em elementos finitos é um processo que envolve alterações nos materiais, nas condições de apoio e até mesmo nas seções transversais das peças.

A aplicação desse método em uma ponte histórica construída em 1696 na Turquia resultou em um modelo em elementos finitos cujas frequências naturais divergiam apenas 3% daquelas obtidas na análise modal operacional (BAYRAKTAR et al., 2009). A calibração do modelo em elementos finitos

envolveu, nesse caso, apenas alterações nas condições de contorno e indicou um aumento da rigidez dos aterros de apoio.

Um modelo em elementos finitos calibrado a partir dos parâmetros modais obtidos na análise modal operacional é capaz de reproduzir o comportamento de uma estrutura quando submetida aos carregamentos estáticos (WANG; et al., 2010a). O modelo da Runyang Suspension Bridge, maior ponte da China com vão principal de 1490m, foi calibrado a partir dos dados obtidos na análise modal operacional e, por fim, testado com sucesso para casos de carregamento estático nos quais foram avaliadas as deformações e as tensões. O modelo calibrado reflete as reais condições da ponte e pode ser utilizado para análises mais precisas sobre os efeitos do vento na superestrutura.

1.4 Justificativa

A análise modal operacional, aliada a ferramentas computacionais utilizadas na modelagem de estruturas, se caracteriza como uma importante ferramenta de avaliação e monitoramento estrutural. A possibilidade de se obter informações relativas ao real estado de conservação das estruturas sem a necessidade da realização de ensaios destrutivos ou mesmo da interrupção do uso da estrutura é uma das grandes vantagens desta técnica.

A calibração de modelos em elementos finitos é uma das formas pela qual se consegue obter os parâmetros reais da estrutura a partir dos parâmetros modais levantados nas medições em campo. Em virtude disto, a determinação de quão próximo da estrutura real está o modelo calibrado é de grande importância para a validação desta metodologia.

Nesse cenário, este trabalho se justifica por realizar, além da identificação dos parâmetros modais, validação do modelo calibrado ao submetê-lo à simulação de uma prova de carga estática que foi feita na estrutura real.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo geral

Utilizar o modelo em elementos finitos calibrado a partir dos parâmetros modais obtidos nas medições de campo para simular um teste de carga estática realizado na estrutura.

1.5.2 Objetivos específicos

Para alcançar o objetivo geral deste trabalho foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Realizar revisão bibliográfica para possibilitar melhor entendimento do processo de identificação modal de estruturas em concreto protendido;
- Medir as acelerações da estrutura em pontos pré-determinados do viaduto e obter (identificar) os parâmetros modais do viaduto a partir dos dados coletados em campo;
- Incluir, no modelo em elementos finitos, os efeitos da protensão existente na estrutura;
- Calibrar o modelo em elementos finitos a fim de ajustá-lo aos parâmetros modais identificados do viaduto e simular no modelo calibrado a prova de carga estática realizada na estrutura;
- Validar o modelo estrutural em elementos finitos a partir da comparação dos resultados da simulação do teste de carga estática.

1.6 Estrutura do documento

O presente trabalho é dividido em 8 capítulos, sendo o primeiro introdutório.

O segundo capítulo apresenta a revisão bibliográfica realizada. O enfoque da revisão é o processo de análise modal aliada a outras técnicas. Além disso, são tratados dos aspectos relativos aos efeitos da protensão nas frequências naturais da estrutura.

O terceiro capítulo traz uma breve revisão dos conceitos de análise dinâmica. O objetivo deste capítulo é, além de apresentar a análise dinâmica, facilitar a compreensão do quarto capítulo que apresenta o algoritmo de identificação modal utilizado neste trabalho.

O quinto capítulo é destinado à descrição da estrutura estudada e apresentação do ensaio de prova de carga estática realizado.

A metodologia empregada é descrita no capítulo 6 e os resultados obtidos são apresentados e discutidos no capítulo 7.

Por fim, o capítulo 8 apresenta a conclusão à qual chegamos após a realização deste trabalho juntamente com algumas recomendações para trabalhos futuros que envolvam esta temática.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo se destina a apresentar a revisão bibliográfica realizada para embasamento deste trabalho. São apresentados conceitos importantes relacionados à utilização da análise modal na calibração de modelos. Também são abordadas a visão de alguns autores a respeito da influência da força de protensão nas frequências naturais.

2.1 Análise modal em conjunto com outras técnicas de monitoramento estrutural

Uma forma de validar as informações obtidas com a análise modal e confirmar o comportamento estático e dinâmico de uma estrutura é a comparação dos resultados com outros ensaios, como por exemplo a prova de carga estática (BAYRAKTAR et al., 2017). Estruturas de concreto em elevado nível de deterioração podem apresentar altas taxas de amortecimento o que torna difícil a correta identificação dos parâmetros modais (ZHOU et al., 2012). Ainda, a calibração de um modelo é um problema inverso, pois os parâmetros estruturais desejados são obtidos a partir da manipulação da resposta medida na estrutura que, por sua vez, é função desses parâmetros. Isso torna a calibração um problema “mal-posto” (WANG; et al., 2010b). Um problema “mal-posto” é definido como um problema que não cumpre uma das 3 condições definidas por Jacques Hadamard (VELHO, 2001) a saber:

- Existe solução;
- A solução é única;
- A solução tem dependência contínua com os dados de entrada;

Segundo WANG et al. (2010b), um dos indicadores da condição de que a calibração de um modelo a partir dos parâmetros modais medidos constitui um problema “mal-posto” é que não existe uma unicidade de solução uma vez que mais de uma combinação de valores para os diversos parâmetros podem resultar em um modelo que satisfaça o critério de aceite estabelecido. Dessa forma, existe uma relação balanceada entre a complexidade e da precisão a ser alcançada pelo modelo estrutural. Assim, a utilização somente dos parâmetros modais na calibração dos modelos em elementos finitos pode não ter precisão adequada, uma vez que erros significativos ainda podem existir nas respostas estáticas do modelo calibrado.

Em vista do exposto, a utilização de ensaios estáticos em conjunto com a análise modal é vista, por muitos autores, como um meio de validar e confirmar os resultados obtidos a partir das medições de vibração de uma estrutura.

O valor da flecha em decorrência de um carregamento estático é um dos parâmetros chave no projeto das vigas das pontes (YI; et al, 2013). Uma ponte de vigas com dois vãos de aproximadamente 25m e com 40 anos de idade na Coreia foi estudada por YI et al. (2013). Foram medidas as vibrações e as deformações produzidas pela passagem lenta de um caminhão pesado. Uma vez que os autores não tiveram acesso ao projeto estrutural da ponte, o modelo em elementos finitos a ser calibrado foi elaborado a partir de levantamento em campo. A calibração do modelo foi feita com as informações de frequências naturais e modos de vibração medidas na estrutura. No final da calibração os autores chegaram a um modelo que apresentou deformação satisfatoriamente próxima à medida na estrutura e, segundo eles, o modelo calibrado pode ser considerado como uma representação fiel do comportamento estático e dinâmico da estrutura.

Outra ponte antiga na qual inexistem os projetos estruturais foi analisada por ZHOU et al. (2012). Nesse caso trata-se de uma ponte da década de 30 com 3 vãos isostáticos de 14,40m em vigas “T” de concreto armado. A inspeção visual da estrutura mostrou diversas patologias e características como, por exemplo, um dos vãos estar apoiado parcialmente sobre o terreno. A prova de carga estática foi realizada com 6 caminhões com capacidade de 450kN cada e a flecha determinada à medida que os caminhões iam sendo posicionados. Apesar de se tratar de uma estrutura danificada e com elevado nível de fissuração, a variação entre os resultados obtidos no modelo numérico para os deslocamentos e para as frequências em relação aos valores medidos é da ordem de 5% sendo a variação máxima obtida de 15%. Segundo ZHOU et al (2012), esse nível de correlação é suficiente para proporcionar confiança na utilização do modelo calibrado para representar os comportamentos globais da estrutura. Entretanto, o autor ressalta que o modelo calibrado obtido não deve ser utilizado para a análise de respostas locais nem para o auxílio na tomada de decisões que requeiram mais que 80% de precisão nas respostas.

A comparação dos resultados da análise modal com a prova de carga de uma ponte estaiada recém construída foi realizada por BAYRAKTAR et al. (2017). A

ponte Nissibi na Turquia com comprimento total de 610m, sendo o vão principal de 400m, e foi submetida a passagem de 2 caminhões totalizando 800kN de carga estática. Os resultados mostraram que, apesar das frequências naturais da ponte estarem um pouco mais elevadas que as obtidas no modelo numérico, ambas as frequências estão próximas. As deformações apresentadas pelo modelo em elementos finitos ficaram próximas às medidas na estrutura o que, segundo o autor, indica que a estrutura está funcionando de maneira consistente com o projetado. Uma vez que a construção desta ponte foi concluída em 2015, os resultados obtidos, inclusive o modelo em elementos finitos, podem servir de parâmetro para análises futuras.

A análise modal em conjunto com a prova de carga estática e ensaio de extensimetria foi realizada com sucesso em um viaduto construído na década de 70 localizado na Via Washington Luiz para a avaliação da eficiência de um reforço estrutural ao qual o viaduto foi submetido (FERRARI, 2003). As medições de deformações, deslocamentos, modos e frequências de vibração foram realizadas antes e após o reforço da estrutura que contou com um capeamento de 13cm sobre toda a extensão do tabuleiro e aplicação de polímero reforçado com fibra de carbono na face inferior do tabuleiro que apresentava quadro de fissuração generalizada. Ao contrário dos demais autores estudados, FERRARI (2003) não aplica nenhum algoritmo de identificação para obter os valores das frequências de cada modo de vibração. O autor apresenta uma faixa de frequências naturais de 6,1Hz a 7,4Hz para os dois primeiros modos (modos de flexão) e uma faixa de 6,3Hz a 7,4Hz para os dois últimos modos estudados (modos de torção). O modelo calibrado foi considerado pelo autor como “real” e foi utilizado para análise da segurança estrutural.

A Tabela 1 mostra a divergência entre as frequências obtidas por FERRARI (2003) para o modelo calibrado em relação aos valores medidos da estrutura. São apresentados dois valores de erro que são relativos aos limites inferior e superior das faixas de frequências obtidas a partir da medição do viaduto. Os valores para o primeiro modo não foram medidos durante a análise do viaduto.

É importante observar que mesmo calibrando um modelo para apenas 4 modos de vibração e ainda apresentando uma faixa de erro elevada em relação às usualmente aceitas nas demais publicações, FERRARI (2003) obteve um modelo

que apresentou resultados satisfatórios em relação aos ensaios estáticos. Isso pode ser explicado pelo fato apontado por WANG et al. (2010b) de que a calibração do modelo em elementos finitos é um problema “mal-posto”. Sendo assim a afirmação de FERRARI (2003) de que o modelo pode ser considerado “real” pode ser precipitada. Ainda assim, é importante ressaltar que em qualquer trabalho no qual o resultado será empregado para a tomada de decisão em relação a uma estrutura, fatores como a realização de inspeção visual e experiência do engenheiro vão sempre minimizar essas incertezas.

Tabela 1: Variação das frequências entre o modelo calibrado e a estrutura real. (Fonte: Adaptado de FERRARI (2003)).

Modo	Tipo	Frequência calibrada (Hz)	Frequência medida (Hz)	Erro 1 (%)	Erro 2 (%)
1	Translação	5,59	-	-	-
2	Flexão	5,66	6,1 a 7,4	7,21	23,51
3	Flexão	6,02		1,31	18,65
4	Torção	7,03	6,3 a 7,4	-11,58	5
5	Torção	7,26		-13,22	1,89

2.2 O efeito da protensão nas frequências naturais

O viaduto Montese possui, em cada lado da seção longitudinal, 18 cabos de protensão do tipo CP190-RB com 12 cordoalhas de 15,2mm cada totalizando 36 cabos na estrutura. Conforme indicado em projeto, a força aplicada em cada cabo no momento da protensão deve ser de 2392 kN. Em vista disso, a influência da protensão nas frequências naturais medidas deve ser avaliada para possibilitar a correta modelagem e calibração.

O efeito da força de protensão no comportamento dinâmico das estruturas é um assunto amplamente debatido na literatura. Uma vertente apresenta resultados que indicam uma redução na frequência natural das estruturas protendidas com o aumento da força de protensão (CIGADA; et al, 2011; LAW; LU, 2005; TIMOSHENKO, 1937). Outros autores apresentam resultados que indicam não haver relação entre a força de protensão e as frequências naturais das estruturas (HAMED; FROSTIG, 2006; NOBLE et al., 2016). Uma terceira vertente aponta

ainda que a força de protensão aumenta as frequências naturais da estrutura (KIM et al., 2004; ZHANG; LI, 2007).

Em sua grande maioria, os autores que apontam para uma redução nas frequências naturais com o aumento da força de protensão apresentam uma análise teórica baseada nas teorias de viga de Euler-Bernoulli ou Timoshenko. Na análise experimental realizada por CIGADA et al (2011) em uma viga esbelta (20cm x 30cm) com vão de 6m e armadura convencional, foram instalados 3 cabos excêntricos ao centro de gravidade com a mesma seção. A viga foi submetida a um ciclo de carregamento e posterior descarregamento da força de protensão e as frequências foram medidas durante o teste. Os resultados (ver Figura 2) mostram clara redução das frequências naturais com o aumento da força de protensão para os 2 primeiros modos de vibração da viga. No primeiro ciclo de carga e descarga os resultados da curva de descarregamento mostraram a possibilidade de se ter a mesma frequência com duas forças de protensão diferentes. Supondo possível variação da força entre os 3 cabos, um segundo ciclo de carregamento e descarregamento é realizado contudo com apenas um cabo protendido. Por fim, CIGADA et al (2011) concluem que é difícil determinar uma regra que relacione a variação da força de protensão unicamente com a frequência natural. Contudo a consideração de outros parâmetros, como os modos de vibração, em conjunto com as frequências naturais podem levar a resultados mais promissores.

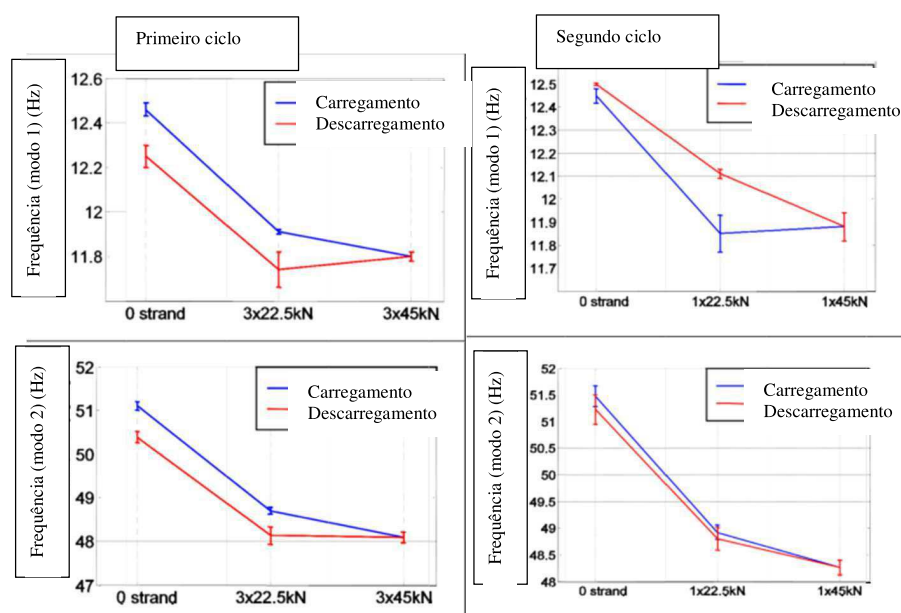


Figura 2: Frequências medidas para as 3 etapas de carregamento e posterior descarregamento. Fonte: Adaptado de CIGADA (2011)

A correta compreensão e determinação dos efeitos da protensão é de grande importância uma vez que a perda de força de protensão ou até a ruptura de um dos cabos constitui dano estrutural grave para as estruturas protendidas. Em vista disso, e partindo do princípio que a força de protensão influencia diretamente nas frequências naturais da estrutura, alguns autores utilizam a análise modal para a predição da força ou perdas de força de protensão como é o caso de, por exemplo, HO (2012) e JANG (2011).

Nos testes em laboratório realizados por HO (2012) em uma viga T com protensão não aderente e 6m de vão os resultados, para 5 diferentes forças de protensão, indicaram um aumento da frequência com o aumento da força como é mostrado na tabela 2. As variações obtidas para as frequências naturais nos dois modos são pequenas e podem ser, em se tratando de condições de medição fora do laboratório, facilmente confundidas com as variações devido temperatura ou outras fontes. HO (2012) conclui que o método por ele proposto não é capaz de distinguir as variações nas frequências naturais devido à perda de força de protensão daquelas advindas de outras fontes, como por exemplo variações nas condições ambientais.

Tabela 2: Variação das frequências naturais de uma viga T protendida em relação à variação da força de protensão. (Adaptado de HO (2012)).

Força de protensão (kN)	Frequência natural (Hz)	
	1º Modo	2º Modo
39,2	23,08	98,73
58,9	23,23	101,39
78,5	23,39	101,65
98,1	23,60	101,70
117,7	23,72	102,54

Com o mesmo objetivo, JANG (2011) mediu as vibrações de uma viga de seção quadrada (30cm x 30cm) com 7,4m de vão e protensão aderente. Os resultados obtidos mostram uma tendência de aumento das frequências naturais com o aumento da força de protensão, como pode ser observado na Tabela 3. É importante notar que para alguns valores de força de protensão utilizadas as

frequências diminuíram com o aumento da força contrariando a tendência geral. Essa variação provavelmente se deve ao fato de o autor ter utilizado uma viga diferente para cada força de protensão uma vez que essa foi do tipo aderente. Ainda, outro aspecto relevante é o salto da frequência, do primeiro modo, quando a força passa de 0kN para 146kN. Apesar de o autor não entrar nesse mérito, é provável que este salto se dê face ao ganho de rigidez da viga com o fechamento das fissuras no momento da inclusão de força normal na seção.

Tabela 3: Variação das frequências naturais em função da força de protensão. (Adaptado de JANG (2011)).

Força (kN)	1º Modo (Hz)	2º Modo (Hz)	3º Modo (Hz)	4º Modo (Hz)
0	7,567	28,223	101,095	133,812
146	8,190	26,609	100,727	135,912
264	8,498	29,583	102,160	145,208
356	8,672	30,269	102,814	144,053
465	8,690	30,331	104,474	144,280
523	8,757	30,241	103,231	144,522

As vigas testadas por JANG (2011) foram também simuladas utilizando o software SAP2000. Segundo o autor, é difícil calcular as frequências naturais de vigas protendidas nos programas correntes de análise estrutural, uma vez que a força de protensão não pode ser incluída no modelo de análise modal do programa. Dessa forma, para o cálculo das frequências naturais de uma viga protendida é proposto que a força de protensão deve ser considerada por meio de uma rigidez a flexão equivalente conforme equação (2.1).

$$EI = \left(\frac{L}{n \times \pi}\right)^2 \times N + \left(\frac{L}{n \times \pi}\right)^4 \times m \times \omega^2 \quad (2.1)$$

Com:

EI : Rigidez à flexão da viga;

L : Comprimento do vão;

n : Número do modo de vibração;

N : Força de compressão axial;

m : Massa por unidade de comprimento;

ω : Frequência natural;

NOBLE et al. (2016) ensaiou 9 vigas com cabos não aderentes lineares posicionados a uma determinada distância em relação ao centro de gravidade sendo que uma viga apresentou configuração com cabo passando pelo centro de gravidade, quatro vigas com o cabo abaixo do centro de gravidade (com distâncias diferentes em relação ao centro de gravidade) e quatro vigas com o cabo acima do centro de gravidade. A força de protensão foi aplicada variando de 0kN até 200kN em intervalos de 20kN.

As frequências naturais dos n modos de uma viga podem ser obtidas pela equação (2.2).

$$\omega_n = \left(\frac{n\pi}{l}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (2.2)$$

Com:

EI : Rigidez à flexão da viga;

l : Comprimento do vão;

n : Número do modo de vibração;

m : Massa por unidade de comprimento;

ω_n : Frequência natural;

A rigidez à flexão (EI) de cada viga foi medida por NOBLE et al. (2016) calculando, para cada força de protensão, a carga necessária para um deslocamento de 1mm no meio do vão. Os resultados obtidos por ele para a viga com cabo centrado são apresentados na Figura 3.

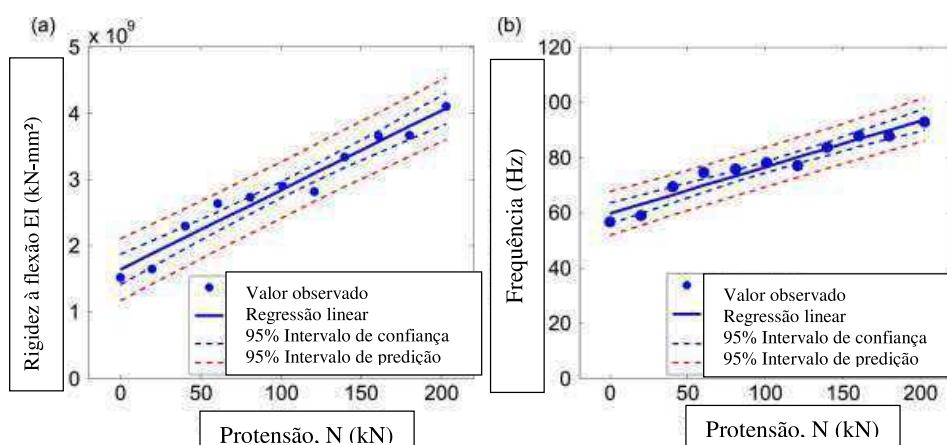


Figura 3: Viga com cabo no centro de gravidade. (a) Variação da rigidez (EI) com o aumento da força de protensão. (b) Frequência natural prevista com a equação (2.2) para o 1º modo em função da variação da rigidez EI obtida com a variação da força de protensão. Fonte: Adaptado de NOBLE et al. (2016)

Ao contrário do esperado, as frequências naturais medidas por NOBLE et al. (2016) na viga com cabo passando pelo centro de gravidade não mostraram variação significativa do 1º modo com a variação da força de protensão. A Figura 3 mostra a variação da rigidez em função do aumento da força de protensão e qual deveria ser a frequência natural utilizando-se esta rigidez como entrada na Equação (2.2). A Figura 4 mostra os valores de frequência naturais medidos evidenciando que não há variação significativa das frequências com o aumento da força de protensão. Com os resultados obtidos na análise experimental, após tratamento estatístico, conclui-se que as variações medidas nas frequências naturais em função da força de protensão provavelmente são devido a erros de ensaio e processamento. Apesar de as medições de rigidez das vigas indicarem um provável aumento das frequências com o aumento da força de protensão, os resultados da análise experimental não corroboraram tal expectativa.

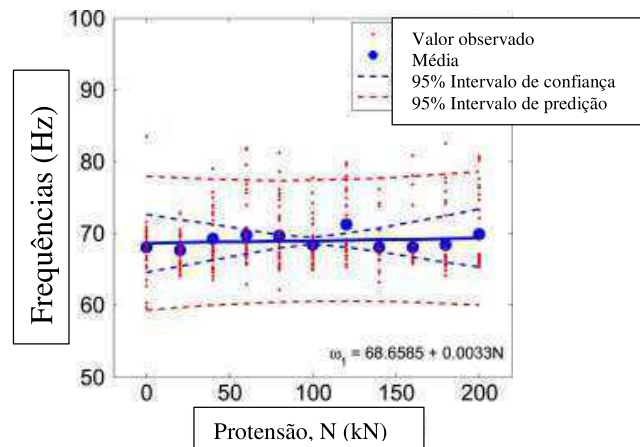


Figura 4: Análise da variação das frequências naturais medidas para a viga com cabo passando pelo centro de gravidade em função da variação da força de protensão. Fonte: Adaptado de NOBLE et al. (2016)

Apesar de NOBLE et al. (2016) apresentar em um estudo bastante completo no qual são avaliadas 9 vigas, cada uma com uma excentricidade diferente para o cabo de protensão, a intenção de apresentar somente os resultados obtidos para o cabo passando pelo centro de gravidade é de enfatizar que a força de protensão por si só não é um fator determinante das frequências naturais de uma viga.

O trabalho de FROSTING (2016) apresenta uma análise matemática rigorosa dos efeitos da protensão aderente e não aderente. O modelo proposto por FROSTING (2016) é comparado com outros dois modelos existentes na literatura: o modelo da viga comprimida e o modelo dos pequenos deslocamentos. Quando comparado com o modelo da viga comprimida, observou-se que o modelo da viga comprimida apresenta frequências 8% menores que o modelo proposto à medida que a força de protensão aumenta. O autor aponta como causa desta divergência um tratamento inadequado da força de protensão pelo modelo da viga comprimida. Entretanto, o modelo dos pequenos deslocamentos apresentou frequências aproximadamente 3% maiores que os obtidos pelo modelo proposto pelo autor. Em ambos os casos as divergências nos resultados são evidentes para o primeiro modo de vibração e são desprezíveis nos outros dois modos analisados. FROSTING (2016) mostra em seu equacionamento que a magnitude da força de protensão não afeta a frequência natural da viga e que, para a descrição correta dos efeitos da protensão é necessária uma análise não linear considerando grandes deslocamentos e rotações moderadas. A influência da protensão está, segundo FROSTING (2016)

relacionada à variação não linear da força e deslocamento do cabo durante a vibração.

As frequências naturais de uma viga podem ser obtidas pela aplicação da teoria de viga de Timoshenko, equação (2.2). Segundo FRONTING (2016) os mesmos resultados obtidos no modelo não linear desenvolvido para cabos aderentes podem ser obtidos pela equação (2.2) utilizando a rigidez equivalente EI_{eq} da seção composta (viga + cabo). É interessante notar que, diferentemente da abordagem inicial de NOBLE et al. (2016), o modelo de FROSTING (2016) não apresenta variação da rigidez à flexão com o aumento da força de protensão sendo a rigidez resultante somente da seção composta (concreto + armadura passiva + armadura ativa).

3 ANÁLISE DINÂMICA

Neste capítulo são apresentados os conceitos básicos de análise dinâmica das estruturas necessários para o melhor entendimento deste trabalho. Não é objetivo deste capítulo aprofundar no desenvolvimento das equações diferenciais que permeiam a análise dinâmica.

3.1 Dinâmica das estruturas

Uma estrutura submetida a um carregamento estático (que não varia no tempo) apresentará uma deformação em função de sua rigidez conforme mostrado na equação (3.1). Esta deformação também é estática.

$$ku = f \quad (3.1)$$

Com:

k : Rigidez da estrutura;

u : Deslocamento;

f : Força função do tempo.

Uma vez que a força aplicada passa a ser uma função do tempo, o deslocamento apresentado pela estrutura também passa a ser função do tempo. Consequentemente a estrutura irá apresentar, para cada instante no tempo, uma velocidade e uma aceleração. A segunda lei de Newton relaciona a aceleração com a força aplicada em um corpo.

$$f(t) = ma(t) \quad (3.2)$$

Com:

m : Massa;

a : Aceleração;

f : Força função do tempo.

Dissipação de energia ocorre em todo sistema mecânico oscilatório. O conjunto de mecanismos que provocam esta dissipação é geralmente chamado de amortecimento. O amortecimento pode ser interno à estrutura como, por exemplo,

fenômenos de histerese do material ou de contato entre os componentes da estrutura ou ainda externos à estrutura como a resistência oferecida pelo movimento em um meio fluido e sistemas dissipadores específicos. Uma das idealizações do fenômeno do amortecimento é o amortecimento viscoso que possui expressão semelhante à de oposição do movimento de corpos imersos em um fluido.

$$f_a(t) = cv \quad (3.3)$$

Com:

$f_a(t)$: Força de amortecimento;

c : Coeficiente de amortecimento viscoso;

$v(t)$: Velocidade.

A equação do movimento é então definida pela consideração das 3 parcelas: deslocamento em função da rigidez (que agora é função do tempo), mobilização da força de inércia (definida pela 2ª Lei de Newton) e pela dissipação da energia por meio do amortecimento.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f(t) \quad (3.4)$$

Com:

$\dot{u}$: Derivada primeira da posição “u” em relação ao tempo;

$\ddot{u}$: Derivada segunda da posição “u” em relação ao tempo.

3.2 Sistemas com 1 grau de liberdade

3.2.1 Vibração livre de um sistema com 1 grau de liberdade

Quando a força externa é nula e o sistema não possui amortecimento a equação diferencial do movimento pode ser simplificada (equação (3.5)) e o sistema apresenta vibração livre não amortecida.

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (3.5)$$

Ao dividir a equação (3.5) pela massa, obtém-se a seguinte equação diferencial:

$$\ddot{u}(t) + \frac{k}{m}u(t) = 0 \quad (3.6)$$

A solução não trivial da equação (3.6) depende das condições iniciais de movimento. Considerando as condições iniciais de deslocamento u_0 e de velocidade v_0 pode-se determinar o deslocamento $u(t)$

$$u(t) = u_0 \cos(\omega_n t) + \frac{v_0}{\omega_n} \sin(\omega_n t) \quad (3.7)$$

O parâmetro ω_n é a frequência fundamental (ou natural) de vibração do sistema e é função das características do próprio sistema:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.8)$$

3.2.2 Vibração sob força harmônica

As forças harmônicas são expressas em termos de senos e cossenos. Estas forças são de grande importância na análise dinâmica das estruturas uma vez que podem representar ações cíclicas como por exemplo um rotor com massa desbalanceada. Ainda, ações periódicas arbitrárias podem ser decompostas em séries de funções harmônicas. A força harmônica pode ser descrita pela equação (3.9). E a resposta do sistema, considerando-se condições iniciais nulas para o deslocamento e velocidade é dada pela equação (3.10).

$$F(t) = f_0 \cos(\omega t) \quad (3.9)$$

Com:

f_0 : Valor da força atuante

ω : Frequência da força harmônica

$$u(t) = \frac{u_{est}}{1 - r^2} (\cos(\omega t) - \cos(\omega_n t)) \quad (3.10)$$

$$u_{est} = \frac{f_0}{k} \quad (3.11)$$

$$r = \frac{\omega}{\omega_n} \quad (3.12)$$

Com:

u_{est} : Deslocamento pseudoestático.

r : Razão de frequências.

É fácil perceber que, à medida que a frequência da força harmônica se aproxima da frequência natural da estrutura, a razão de frequências tende à unidade. Neste caso o deslocamento tende ao infinito. Este fenômeno é chamado de ressonância.

3.2.3 Sistema massa – mola – amortecedor

Conforme dito no item 3.1, o amortecimento é o nome dado ao conjunto de fenômenos que dissipam a energia do sistema dinâmico. O amortecimento viscoso é uma idealização que leva à um equacionamento mais simples e ainda assim apresenta resultados satisfatórios para as análises na engenharia. A equação (3.13) apresenta a resposta de um sistema amortecido em vibração livre dadas as condições iniciais de deslocamento u_0 e velocidade v_0 .

$$u(t) = e^{-\xi \omega_n t} \left(u_0 \cos(\omega_a t) + \frac{u_0 \xi \omega_n + v_0}{\omega_a} \sin(\omega_a t) \right) \quad (3.13)$$

$$\omega_a = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (3.14)$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (3.15)$$

Com:

ω_a : Frequência natural amortecida.

ξ : Fator de amortecimento.

c : Coeficiente de amortecimento.

O amortecimento das estruturas é um parâmetro que apresenta grande variabilidade uma vez que são vários os fatores que dissipam a energia do sistema como por exemplo, para estruturas em concreto armado, o nível de fissuração, a qualidade e o tipo das vinculações e a integridade do material. Dessa forma, quando o fator de

amortecimento tem papel relevante na análise realizada é prudente que seja feita a determinação experimental deste parâmetro. A tabela 4

Tabela 4 apresenta os valores usuais do fator de amortecimento para algumas estruturas.

Como descrito na equação (3.14) o fator de amortecimento altera o valor da frequência natural da estrutura. Entretanto, considerando o amortecimento esperado para uma ponte em concreto protendido $\xi=0,010$, a variação da frequência natural é dada pela equação (3.16). Esta variação, para os propósitos deste trabalho, é desprezível.

$$\omega_a = \omega_n \sqrt{1 - 0,01^2} = 0,999\omega_n \quad (3.16)$$

Tabela 4: Faixa de valores usuais para o fator de amortecimento viscoso de estruturas (Fonte: Adaptado de SORIANO (2014))

Estrutura	Tipo	Faixa usual para (ξ)
Edifício até cerca de 100m de altura sob ações usuais	Concreto armado	0,020 – 0,030
	Aço	0,015 – 0,025
Edifício acima de 100m sob ações usuais	Concreto armado	0,010 – 0,020
	Aço	0,007 – 0,013
Passarelas	Concreto armado	0,008 – 0,020
	Concreto protendido	0,005 – 0,017
	Aço	0,002 – 0,004
Pontes com vãos maiores que 20m	Concreto armado	0,020
	Concreto protendido	0,010
	Aço	0,005
Pisos para atividades esportivas	Concreto armado	0,014 – 0,035
	Concreto protendido	0,010 – 0,030
	Misto (aço e concreto)	0,006 – 0,020

3.2.4 Vibração amortecida sob força harmônica

A resposta do sistema em vibração amortecida sob força harmônica é dada pela equação (3.17).

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t}(a_1 \cos(\omega_a t) + a_2 \sin(\omega_a t)) + \frac{u_{est}}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2r\xi)^2}} \cos(\omega t - \phi) \quad (3.17)$$

$$a_1 = u_0 - \frac{u_{est} \cos(\phi)}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2r\xi)^2}} \quad (3.18)$$

$$a_2 = \frac{1}{\omega_a} \left(v_0 + a_1 \xi \omega_n - \frac{u_{est} \omega}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2r\xi)^2}} \sin(\phi) \right) \quad (3.19)$$

Com:

a_1, a_2 : Parâmetros que são função do deslocamento e velocidade inicial.

ϕ : Ângulo de fase da estrutura em relação à ação.

3.2.5 Vibração amortecida sob força impulsiva

Um caso particular da vibração forçada é a vibração sob força impulsiva ou força de impacto. Esta é uma força que possui curta duração. A importância do seu tratamento neste capítulo se dá pelo fato de a ação devida a passagem de um veículo em uma ponte se aproximar de um carregamento impulsivo.

Devido à curta duração do carregamento de impacto, os mecanismos de dissipação de energia não são mobilizados inicialmente e, por isso, não apresentam papel relevante na intensidade máxima da resposta. A influência do amortecimento ficará clara na resposta da estrutura quando esta sair do estado transiente e passar a apresentar vibração livre amortecida.

A Figura 5 apresenta a resposta de uma estrutura hipotética sob ação de uma força impulsiva que dura 1s. É possível identificar a resposta inicialmente transiente sob força impulsiva na qual a amplitude máxima é atingida e a segunda fase, vibração livre amortecida, após o término da ação. Fica claro como é possível obter as vibrações de uma estrutura mesmo quando esta está sujeita a um carregamento impulsivo de curta duração.

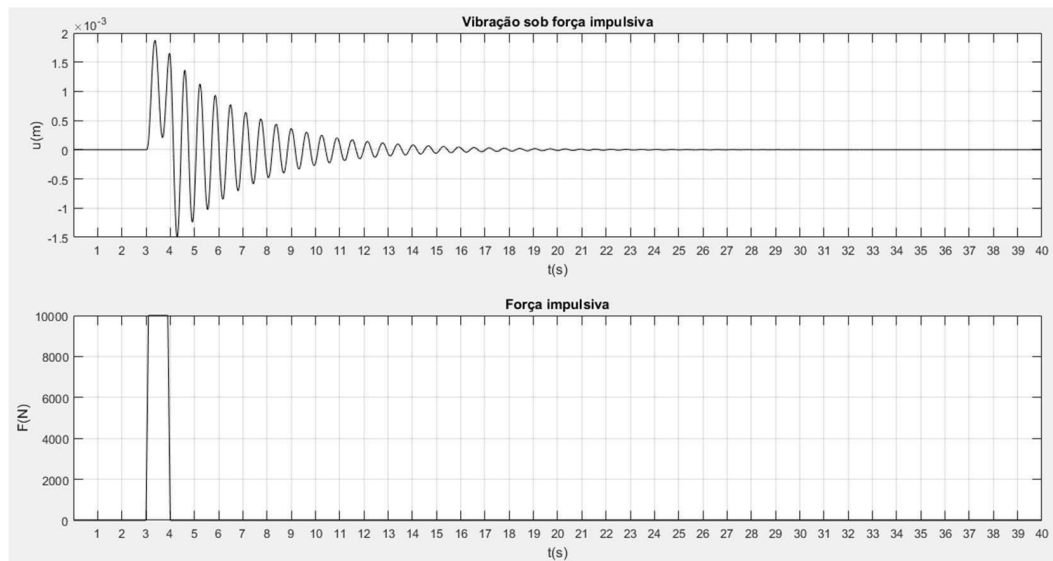


Figura 5: Vibração sob força impulsiva

3.3 Sistema com múltiplos graus de liberdade

Toda estrutura possui mais de um grau de liberdade. A modelagem de sistemas reais como sendo sistemas de um único grau de liberdade consiste em uma simplificação que, muitas vezes, é suficiente para a análise em questão. Contudo, em alguns casos a modelagem em múltiplos graus de liberdade é necessária para garantir a qualidade da resposta. O comportamento da estrutura é essencialmente o mesmo quando tratada com apenas um grau de liberdade. A principal diferença da análise com mais de um grau de liberdade é que ao invés de existir apenas uma equação de equilíbrio, existem tantas equações quanto são os graus de liberdade. Essas equações são escritas de forma compacta em matrizes de rigidez, massa e amortecimento que, em sua constituição refletem a interação entre os diversos graus de liberdade da estrutura. A equação do movimento passa, então, a ser escrita na forma matricial:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \quad (3.20)$$

Com:

M : Matriz de massa.

C : Matriz de amortecimento.

K : Matriz de rigidez.

$U, \dot{U}$ e $\ddot{U}$: Respectivamente os vetores de deslocamento, velocidade e aceleração;

F : Vetor de forças.

3.3.1 Sistema não amortecido sob vibração livre

No caso de um sistema não amortecido em vibração livre a equação (3.20) pode ser escrita como:

$$M\ddot{U} + KU = 0 \quad (3.21)$$

Aplicando as soluções obtidas para o modelo de um grau de liberdade na equação (3.21) obtêm-se a resposta para o sistema de múltiplos graus de liberdade:

$$(-M\omega^2 + K)\varphi \cos(\omega t - \phi) = 0 \quad (3.22)$$

Com:

φ : Vetor de modos de vibração.

ϕ : Ângulo de fase.

A equação (3.22) só é satisfeita para qualquer valor de t se:

$$(K - M\omega^2)\varphi = 0 \quad (3.23)$$

A equação (3.23) constitui um problema de autovalor que admite a solução trivial ($\varphi = 0$) representativa da ausência de movimento.

A solução do problema de autovalor resulta nos autovalores (vetores de frequências de vibração) e autovetores (vetores com as amplitudes de deslocamento que caracterizam os modos de vibração).

3.3.2 A equação do movimento na forma de estado

Na análise de um modelo de múltiplos graus de liberdade com amortecimento viscoso, no método da superposição modal, os modos de vibração da estrutura não amortecida diagonalizam a matriz de amortecimento viscoso. Contudo, em se tratando de modelos com amortecimento mais genéricos esta diagonalização não ocorre e é necessário transformar a equação de movimento de segunda ordem em duas equações de primeira ordem. Este modo de escrever a equação de movimento

é chamado forma de estado. Neste caso o deslocamento e a velocidade são incluídas em uma nova variável vetorial.

$$X(t) = \begin{Bmatrix} \dot{Y}(t) \\ Y(t) \end{Bmatrix} \quad (3.24)$$

Esta nova variável vetorial permite escrever a equação do movimento na forma de estado:

$$\begin{aligned} \dot{X}(t) &= A_c X(t) + B F(t) \\ Y(t) &= C X(t) \end{aligned} \quad (3.25)$$

Com:

$$A_c = \begin{bmatrix} [0] & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}D \end{bmatrix}; B = \begin{bmatrix} [0] \\ M^{-1} \end{bmatrix}, C = [[0] \quad I]$$

Em que:

A_c: Matriz do sistema no tempo contínuo;

B: Matriz de carga;

D: Matriz de amortecimento;

C: Matriz de observação;

Y(t): Resposta do sistema no tempo contínuo.

Existem outras formas alternativas para se escrever a formulação na forma de estado. A Identificação Estocástica de Subespaços, descrita na próxima seção, requer que a equação do movimento esteja na forma de estado.

4 IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICA DE SUBESPAÇO BASEADO NAS FUNÇÕES DE COVARIÂNCIA DA RESPOSTA

A identificação modal estocástica é uma metodologia utilizada para obter as informações modais de um sistema a partir da resposta deste sistema.

Os métodos de identificação modal estocástica podem ser divididos em três grupos:

- Métodos no domínio do tempo;
- Métodos no domínio da frequência;
- Métodos híbridos tempo-frequência;

A diferença básica entre os métodos destes dois grupos está no tipo de dado base para o método. Enquanto os métodos no domínio do tempo utilizam-se diretamente das séries temporais de resposta ou das funções de covariância dessas séries, os métodos no domínio da frequência utilizam as funções de densidade espectral das séries temporais (RODRIGUES, 2004). As funções de densidade espectral são obtidas após a transformação dos dados temporais para o domínio da frequência com a utilização da transformada rápida de Fourier (FFT).

O método da identificação modal estocástica de subespaços baseado nas funções de covariância (SSI-COV – do inglês “Covariance Driven Subspace Stochastic Identification”) é um método no domínio do tempo que, por ser aplicado neste trabalho, será abordado com maiores detalhes a seguir.

4.1 O algoritmo SSI-COV

4.1.1 A Matriz bloco de Hankel

Para a utilização do SSI-COV, os dados de entrada devem ser organizados em uma matriz de blocos de Hankel. Uma matriz de Hankel é uma matriz simétrica em que os elementos de cada anti-diagonal são iguais.

No tempo discreto, a resposta do sistema é representada pela matriz de dados na qual N é o número de pontos de dados medidos (BRINCKER; ANDERSEN, 2006):

$$Y = [y_0, y_1, \dots, y_n] \quad (4.1)$$

Dessa forma a matriz de Hankel do sistema pode ser escrita:

$$H = \frac{1}{\sqrt{N}} \begin{bmatrix} y_0 & y_1 & y_2 & \dots & y_{N-1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ y_{i-1} & y_i & y_{i+1} & \dots & y_{i+N-2} \\ y_i & y_{i+1} & y_{i+2} & \dots & y_{i+N-1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ y_{2i-1} & y_{2i} & y_{2i+1} & \dots & y_{2i+N} \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

O fator $\tau = 1/\sqrt{N}$ é um fator de escala que permite que as funções de respostas sejam estimadas a partir da matriz de Hankel. Na matriz indicada pela equação (4.2) a metade superior é chamada de passado (Y_{HP}) e a metade inferior é dita futuro (Y_{HF}).

4.1.2 A estimativa das funções de correlação de resposta

Supondo que a matriz de dados seja dividida de forma que $Y_{(1:N-k)}$ seja a matriz Y (equação (4.1)) da qual foram removidos os últimos k pontos de dados e que a matriz $Y_{(k:N)}$ seja a matriz de dados Y na qual foram removidos os primeiros k termos, uma estimativa não direta da matriz de funções de correlação pode ser obtida por (BRINCKER; ANDERSEN, 2006):

$$\hat{R} = \frac{1}{N-k} Y_{(1:N-k)} Y_{(k:N)}^T \quad (4.3)$$

As funções de correlação da resposta podem ser organizadas em uma matriz de Toeplitz por blocos. Esta matriz pode ser calculada a partir das matrizes de Hankel, conforme mencionado anteriormente, uma vez que esta está multiplicada pelo fator de escala τ (RODRIGUES, 2004):

$$T = Y_{HF} (Y_{HP}^T) \quad (4.4)$$

As funções de correlação podem ser expressas como uma soma de senoides com decaimento exponencial (vibração livre amortecida). Cada senoide corresponde a um modo do sistema.

4.1.3 As matrizes de observabilidade e de controlabilidade estocástica

As matrizes de observabilidade e de controlabilidade estocástica podem ser obtidas pela aplicação do algoritmo de decomposição em valores singulares (SVD – do inglês “Singular Value Decomposition”) na matriz de Toeplitz obtida (RODRIGUES, 2004). A aplicação do algoritmo SVD na matriz $\mathbf{T}$ resultara na decomposição desta em três novas matrizes $\mathbf{U}$, $\mathbf{V}$ e $\mathbf{\Sigma}$. As matrizes de observabilidade $\mathbf{O}_p$ e de controlabilidade $\mathbf{\Gamma}_q$ são dadas por:

$$\mathbf{O}_p = \mathbf{U}\mathbf{\Sigma}^{1/2} \quad (4.5)$$

$$\mathbf{\Gamma}_q = \mathbf{\Sigma}^{1/2}\mathbf{V}^T \quad (4.6)$$

Uma vez determinadas estas matrizes, o problema de identificação modal estocástica está praticamente resolvido (RODRIGUES, 2004).

4.1.4 Obtenção das matrizes do sistema

Como já mencionado no item 3.3.2 e apresentado pela equação (3.25), o sistema dinâmico pode ser escrito na forma de estado. Uma vez determinadas as matrizes componentes deste sistema, os parâmetro modais poderão ser estimados.

Segundo BRINCKER (2006), a matriz do sistema no tempo discreto $\mathbf{A}_d$ pode ser obtida a partir da matriz de observabilidade removendo um bloco do topo e um bloco do fundo da matriz conforme indicado na equação (4.7).

$$\mathbf{O}_{p(2:s)}\mathbf{A}_d = \mathbf{O}_{p(1:s-1)} \quad (4.7)$$

A matriz do sistema no tempo discreto $\mathbf{A}_p$ se relaciona com a matriz do sistema no tempo contínuo $\mathbf{A}_c$ da seguinte forma:

$$\mathbf{A}_d = e^{(\mathbf{A}_c\Delta t)} \quad (4.8)$$

A matriz de observação $\mathbf{C}$ é obtida tomando-se o primeiro bloco da matriz de observabilidade.

4.1.5 Análise modal

Uma vez que as matrizes do sistema foram obtidas, basta agora obter os parâmetros modais. Para tal, o procedimento descrito por BRINCKER (2006) é apresentado a seguir.

Inicialmente é realizada a decomposição em autovalores e autovetores da matriz do sistema A_d :

$$A_d = \Psi[\mu_i]\Psi^T \quad (4.9)$$

Com:

μ : Vetor de frequências no tempo discreto;

Ψ : Matriz com informações sobre os modos de vibração.

As frequências naturais são obtidas em seguida:

$$\lambda_i = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta t} \quad (4.10)$$

$$\omega_i = |\lambda_i| \quad (4.11)$$

O vetor com os modos de vibração é obtido pela matriz de observação C :

$$\Phi = C\Psi \quad (4.12)$$

É importante observar que o procedimento apresentado neste capítulo é um dentre algumas variações existente para o SSI-COV. As etapas principais do método estão descritas aqui, contudo pequenos ajustes podem ser feitos a fim de adequar o método para cada situação de análise.

5 O VIADUTO MONTESE E A PROVA DE CARGA ESTÁTICA

O presente capítulo apresenta uma breve descrição do viaduto Montese e do ensaio de prova de carga estática realizado para a liberação da estrutura para uso.

5.1 O Viaduto Montese

5.1.1 Geometria

O viaduto Montese passa sobre a Avenida Pedro I foi projetado como uma ponte classe 45 da NBR 7188:2013. Sua estrutura é composta por três vãos com 35m, 60m e 35m, respectivamente, cobrindo um total de 130m (Figura 6). Trata-se de superestrutura em concreto protendido com seção caixão. Os vãos extremos são projetados para construção moldada no local enquanto o vão central, sobre a Av. Pedro I, é construído em avanços sucessivos. A Figura 7 mostra esquematicamente o processo construtivo adotado.

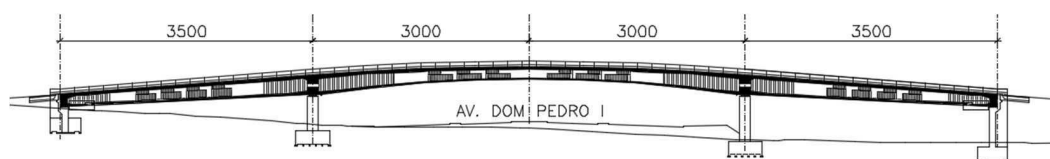


Figura 6: Vista longitudinal do viaduto (Fonte: Adaptado do projeto estrutural)

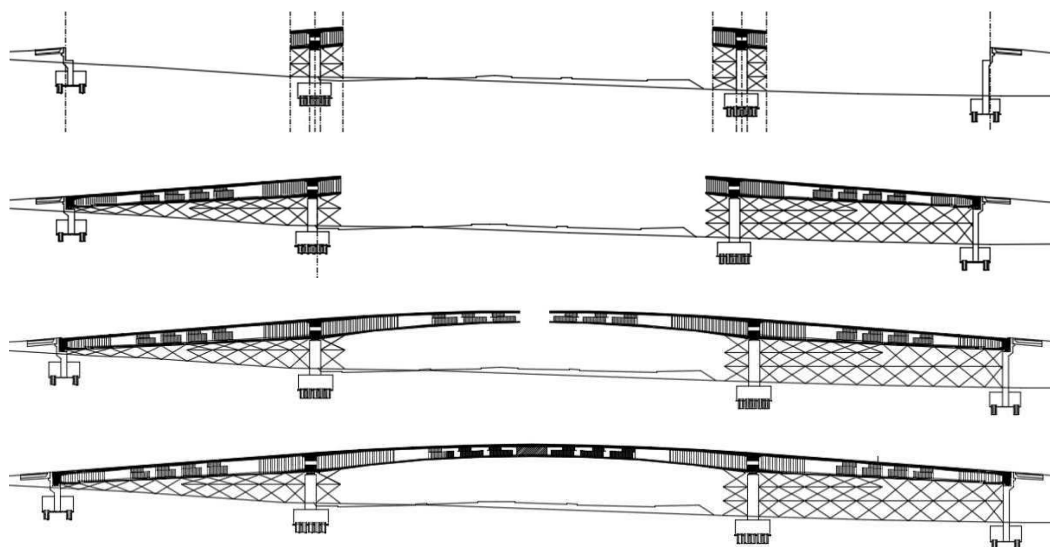


Figura 7: Esquema construtivo do viaduto. Vãos extremos moldados *in loco* e vão central em avanços sucessivos. (Fonte: Adaptado do projeto estrutural)

A seção transversal possui altura variável ao longo dos vãos (2,54m nos pilares e 1,50m no meio do vão central e nos encontros). A largura é de 8,80m que comporta, além das duas barreiras rígidas de 40cm cada, uma pista com duas faixas de rolamento ambas com o mesmo sentido de tráfego (Figura 8). O concreto especificado em projeto para a superestrutura possui f_{ck} de 40MPa.

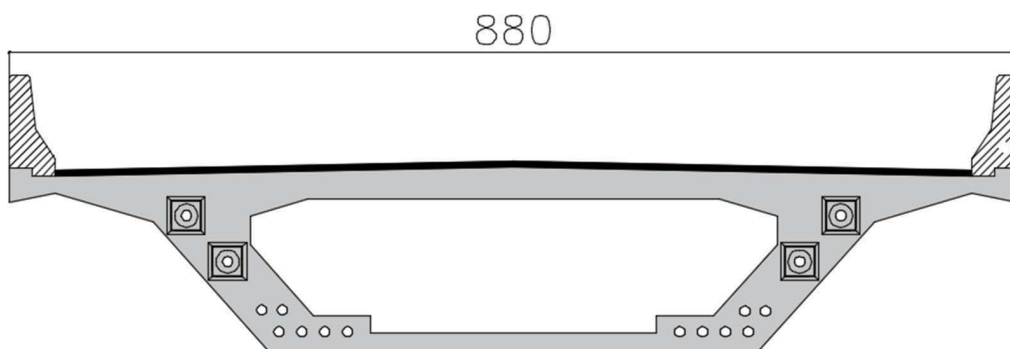


Figura 8: Seção transversal típica. (Fonte: Adaptado do projeto estrutural)

5.1.2 Materiais

De acordo com as especificações do projeto estrutural, foram utilizados concretos com dois f_{ck} diferentes:

- $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$ para a superestrutura;
- $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$ para a mesoestrutura e infraestrutura.

Não há especificação no projeto do módulo de elasticidade desejado para cada um destes concretos.

A armadura passiva é feita com aço tipo CA-50 ($f_{yk} = 500\text{MPa}$) enquanto os cabos de protensão são em aço CP190-RB ($f_{pyk} = 1710\text{ MPa}$).

5.1.3 Protensão

A protensão do viaduto é composta por 18 cabos simétricos longitudinalmente totalizando 36 cabos. As figuras 7 e 8 apresentam uma seção típica do viaduto pela qual passam 16 dos 18 cabos detalhados no projeto. Cada um dos cabos é composto por 15 cordoalhas de 15,2mm ($21,0\text{cm}^2$). A força aplicada em cada cabo prevista é de 2990 kN. A ordem da protensão de cada cabo é especificada em projeto e segue uma sequência tal que os cabos garantam a estabilidade dos balanços dos avanços sucessivos. Ambas as ancoragens de cada cabo são ativas.

5.1.4 Aparelhos de apoio

A superestrutura apoia na mesoestrutura por meio de aparelhos de apoio metálicos fixos, unidirecionais e multidirecionais da marca RUNDFLON.

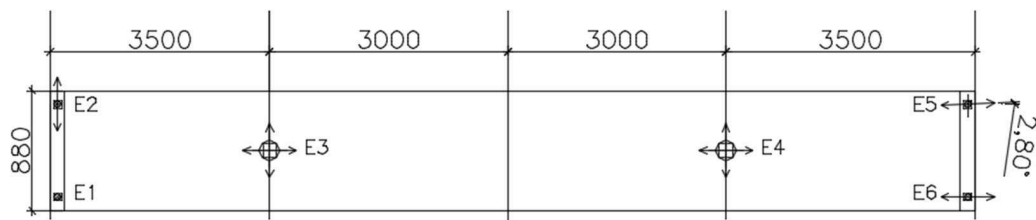


Figura 9: Esquema de posicionamento dos aparelhos de apoio. (Fonte: Adaptado do projeto estrutural.)

A Tabela 5 apresenta as direções livres e impedidas para cada aparelho de apoio. Uma vez que não foram encontradas quaisquer informações relativas às resistências aos deslocamentos nas direções nem às rotações em torno dos eixos x, y e z, assumiu-se, a princípio, que o deslocamento era completamente livre em cada uma destas direções.

Tabela 5: Relação das direções livres e impedidas para cada aparelho de apoio (Fonte: Projeto estrutural)

Apoio	ux	uy	uz	Rxx	Ryy	Rzz
E1	Fixo	Fixo	Fixo	Livre	Livre	Livre
E2	Fixo	Livre	Fixo	Livre	Livre	Livre
E3	Livre	Livre	Fixo	Livre	Livre	Livre
E4	Livre	Livre	Fixo	Livre	Livre	Livre
E5	Livre	Fixo	Livre	Livre	Livre	Livre
E6	Livre	Fixo	Livre	Livre	Livre	Livre

5.1.5 Mesoestrutura

A mesoestrutura foi projetada em concreto classe C30 e é constituída pelos apoios centrais e encontros da extremidade. Os apoios centrais são pilares únicos com seção transversal circular de diâmetro de 1,50m e alturas de 4,75m e 6,20m para os pilares P1 e P2, respectivamente. Os encontros (Figura 10) além de receber as vigas dos vãos externos, trabalham contendo o aterro de encabeçamento em terra armada. São previstas lajes de aproximação apoiadas nos encontros.

As fundações dos encontros e dos pilares são em estacas escavadas com $\phi 70\text{cm}$. Cada um dos encontros se apoia em 3 blocos com duas estacas cada. Cada pilar se apoia em um bloco com 8 estacas.

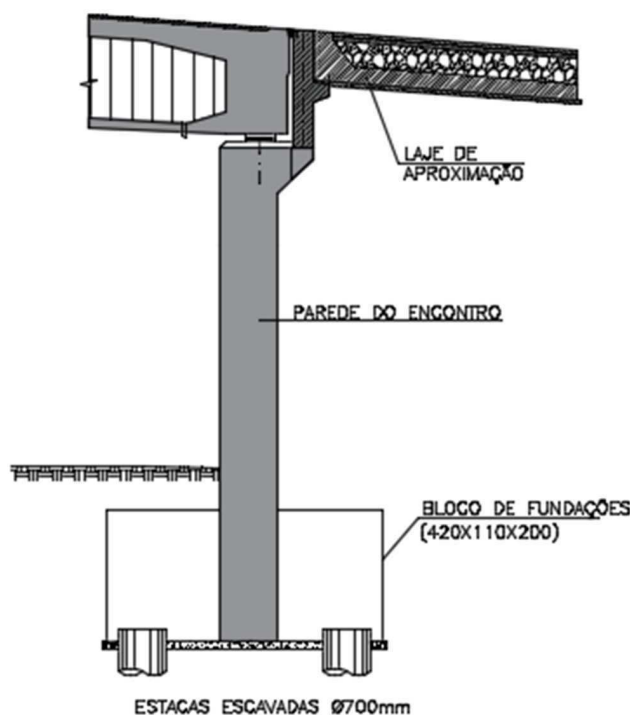


Figura 10: Seção transversal do encontro E2. (Fonte: Adaptado do projeto estrutural)

5.2 Reforço realizado na estrutura

Devido aos problemas encontrados durante a execução da obra, o viaduto passou por um reforço estrutural antes mesmo da liberação do tráfego e realização da prova de carga estática. Contudo não foi possível, por motivo de sigilo, obter maiores informações acerca das intervenções realizadas. Dessa forma, em toda a análise essa intervenção foi desconsiderada.

5.3 A prova de carga estática

O viaduto Montese é uma das obras construídas em Belo Horizonte como parte do Pacote de Mobilidade Urbana para a Copa de 2014. Após a conclusão das obras deste viaduto foram constatadas algumas movimentações e fissuras na superestrutura o que levou a prefeitura a interditar a obra para reforço. A liberação para o tráfego ocorreu em outubro de 2014 após nove meses de interdição. Para garantir a eficiência do reforço estrutural foi realizada prova de carga estática

realizada com seis caminhões carregados com areia pesando 24 toneladas cada, totalizando 144 toneladas posicionadas sobre o viaduto.



Figura 11: Prova de carga estática do viaduto Montese (Fonte: site do Jornal Estado de Minas)

A medição dos deslocamentos (Tabela 6) foi feita pela equipe da Cowan Engenharia por meio de um equipamento de topografia posicionado em um andaime em frente ao vão central. Foram medidos os deslocamentos de cinco pontos no vão central da estrutura. Os caminhões foram posicionados um a um e retirados da mesma forma. As medições foram feitas ao longo do dia 16/11/2014 e pela manhã do dia seguinte já sem nenhum caminhão na estrutura.

Uma vez que não foi possível obter a localização exata de cada ponto medido, neste trabalho consideramos os cinco pontos igualmente espaçados sendo o ponto P3 localizado no meio do vão central e os pontos P5 e P1 nos terços deste vão conforme mostra a Figura 12.

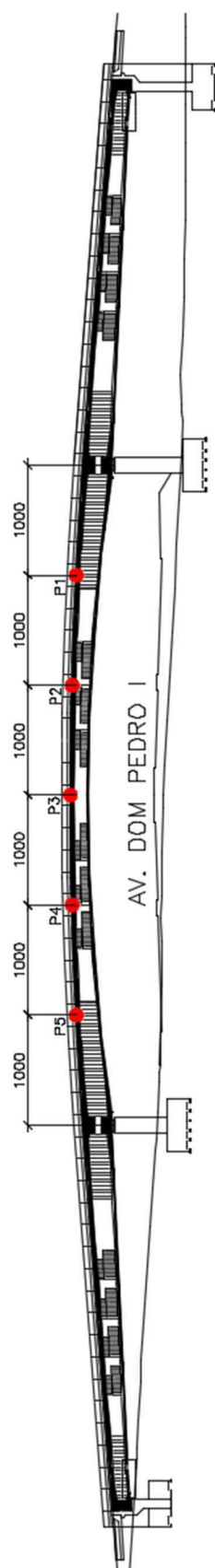


Figura 12: Esquema dos pontos medidos durante o ensaio. (Fonte: Adaptado do relatório de medição de campo do ensaio)

Tabela 6: Relação das 40 medições realizadas durante a prova de carga estática no viaduto Montese. (Adaptado do relatório original - ANEXO III)

Prova de carga estática do Viaduto da Montese								
Leitura	Hora	Núm. Caminhões	Carga (tf)	Ponto				
				P1	P2	P3	P4	P5
1	05:35	0	0	0.120	0.010	0.015	0.029	0.014
2	05:40	1	24	0.120	0.010	0.015	0.029	0.014
3	05:55	1	24	0.120	0.010	0.015	0.029	0.014
4	05:58	2	48	0.120	0.010	0.015	0.029	0.014
5	06:03	2	48	0.120	0.010	0.015	0.029	0.014
6	06:07	3	72	0.120	0.010	0.015	0.029	0.014
7	06:13	3	72	0.120	0.010	0.016	0.029	0.014
8	06:20	4	96	0.121	0.014	0.019	0.034	0.015
9	06:30	4	96	0.121	0.014	0.020	0.034	0.015
10	06:35	5	120	0.123	0.016	0.023	0.034	0.015
11	06:43	5	120	0.123	0.015	0.023	0.035	0.015
12	06:46	6	144	0.124	0.016	0.024	0.035	0.015
13	07:00	6	144	0.125	0.016	0.025	0.035	0.016
14	07:30	6	144	0.125	0.016	0.025	0.035	0.016
15	08:00	6	144	0.125	0.016	0.025	0.035	0.016
16	08:30	6	144	0.125	0.016	0.025	0.035	0.016
17	09:00	6	144	0.125	0.017	0.027	0.035	0.016
18	09:30	6	144	0.125	0.017	0.027	0.036	0.016
19	10:00	6	144	0.125	0.017	0.025	0.035	0.016
20	10:30	6	144	0.125	0.017	0.025	0.035	0.016
21	11:00	6	144	0.125	0.017	0.025	0.035	0.017
22	11:30	6	144	0.125	0.017	0.025	0.035	0.017
23	12:00	6	144	0.126	0.019	0.027	0.038	0.019
24	12:30	6	144	0.127	0.024	0.030	0.040	0.021
25	13:00	6	144	0.127	0.024	0.030	0.040	0.021
26	13:30	6	144	0.128	0.024	0.031	0.041	0.021
27	14:00	6	144	0.128	0.024	0.031	0.041	0.021
28	14:30	6	144	0.129	0.025	0.032	0.042	0.022
29	15:00	6	144	0.129	0.026	0.035	0.043	0.022
30	15:30	6	144	0.129	0.026	0.035	0.043	0.022
31	16:00	6	144	0.129	0.026	0.035	0.043	0.022
32	16:30	6	144	0.130	0.026	0.035	0.043	0.022
33	17:00	6	144	0.130	0.026	0.035	0.043	0.022
34	17:10	5	120	0.130	0.026	0.035	0.043	0.022
35	17:16	4	96	0.130	0.025	0.033	0.042	0.020
36	17:50	3	72	0.127	0.018	0.024	0.035	0.017
37	17:57	2	48	0.125	0.016	0.022	0.034	0.015
38	18:03	1	24	0.124	0.014	0.020	0.032	0.016
39	18:08	0	0	0.124	0.014	0.020	0.033	0.015
40	05:50	0	0	0.125	0.015	0.020	0.033	0.016

6 METODOLOGIA

Para possibilitar que os objetivos deste trabalho sejam cumpridos, foi adotada a metodologia descrita nos itens que se seguem.

6.1 Coleta dos dados em campo

A coleta dos dados em campo foi realizada com o auxílio de dois sistemas integrados de aquisição e medição Syscom MR3000C. Esses equipamentos possuem resolução de 24 bits, acelerômetro com intervalo de medição de -2g a +2g (g – aceleração da gravidade), sensibilidade de 1,5V/g e faixa de frequências de amostragem de 0Hz a 800 Hz. Para mais detalhes ver Anexo I.

As medições, autorizadas pela Superintendência de Desenvolvimento da Capital (SUDECAP), foram feitas em oito campanhas de duas horas e meia cada. Em cada campanha foram utilizados dois acelerômetros que foram posicionados no mesmo lado do viaduto. A Figura 13 apresenta a localização de cada acelerômetro nas diversas campanhas de medição realizadas. Em cada campanha os acelerômetros foram posicionados consecutivamente. Por exemplo, na campanha 3 foram medidos os pontos P5 e P6 e na campanha 6 os pontos P11 e P12. Desta forma foram registradas acelerações em dezesseis pontos e em três direções ortogonais (longitudinal – X, transversal – Y e vertical – Z) para cada um dos pontos, totalizando 40 horas de medição a uma frequência de amostragem de 50 Hz o que corresponde a 72×10^5 registros de aceleração para cada uma das direções.

A frequência de amostragem foi definida em 50 Hz pois assim é possível obter frequências de até 25 Hz. A opção por utilizar tempo de medição de 2:30 teve como objetivo garantir que o maior número de modos fossem excitados durante o processo e reduzir erros uma vez que são utilizados valores médios no processo de identificação.

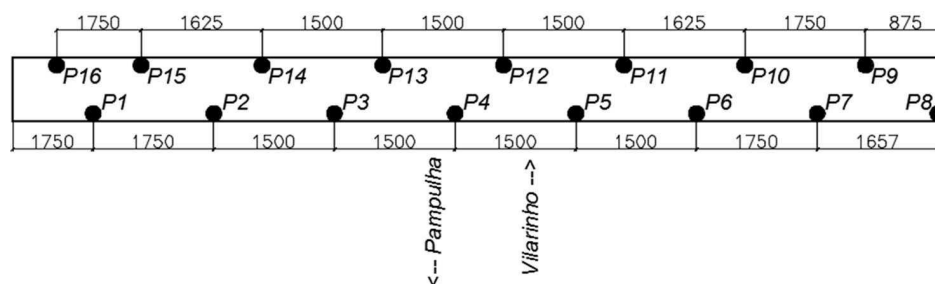


Figura 13: Croqui dos pontos nos quais foram realizadas as medições de aceleração

É importante salientar que um dos fatores que afetam o comportamento modal de uma estrutura é a temperatura. Uma vez que as medições foram longas e demandaram 3 dias de trabalho, a variação da temperatura ao longo das medições pode ter alterado a resposta da estrutura em relação àquela que seria obtida em condição controlada. Contudo, não é escopo deste trabalho avaliar qual o impacto da temperatura nos parâmetros modais da estrutura. Além disso, as variações ambientais tem papel mais relevante em processos de monitoramento contínuo da estrutura. Outrossim, não foram realizadas quaisquer medições de temperatura ao longo das medições, de forma que não é possível aplicar qualquer correção nos dados registrados.

A escolha dos pontos de medição foi feita considerando-se os seguintes critérios:

- Obtenção de dados que represente toda a superestrutura;
- Evitar possíveis pontos nodais (ponto em que a vibração de um modo importante é nula).

Apesar de haver na literatura metodologias para a determinação do ponto ótimo de posicionamento dos acelerômetros (CASTRO-TRIGUERO et al., 2014; GHALISHOOYAN, 2015; MOVVA et al., 2013; VERGARA et al., 2013), por se tratar de uma estrutura relativamente pequena, optamos por posicionar os sensores com base no conhecimento do comportamento dinâmico da estrutura. Ainda, foram observados os primeiros 12 modos de vibração obtidos de um modelo inicial em elementos finitos a fim de subsidiar o posicionamento dos acelerômetros.

6.2 Obtenção dos parâmetros modais da estrutura

Dentre os diversos algoritmos de identificação dos parâmetros modais, optamos por utilizar a Identificação Estocástica de Subespaços dirigida pela Covariância (SSI-COV - “Covariance driven Stochastic Subspace Identification). Por simplificação, neste trabalho foi feita referência a este método somente pela sigla SSI. Trata-se de um método no domínio do tempo implementado no software comercial ARTEMIS3.0 e descrito de forma simplificada no capítulo 4 deste trabalho.

A comparação do algoritmo SSI com outros métodos, principalmente com o método da Decomposição no Domínio da Frequência (FDD – “Frequency Domain

Decomposition”), método consagrado e bastante utilizado em análise modal, aponta que os resultados obtidos são praticamente os mesmos independentemente do método adotado (ALTUNISIK; et al., 2012; CABBOI; et al., 2014). Entretanto é importante notar que o SSI é um algoritmo mais recente e com uma capacidade superior de separação de modos com frequências muito próximas e, com exceção das informações relativas à taxa de amortecimento modal, o SSI retorna estimativas mais satisfatórias das frequências e dos modos de vibração que a FDD (CAETANO; et al., 2004).

6.3 O modelo em elementos finitos

O modelo em elementos finitos foi elaborado no software CSI Bridge V16 (COMPUTER & STRUCTURES, 2017) que é um software direcionado para a modelagem de pontes e viadutos. Toda a superestrutura foi modelada com elementos de placa fina (não consideram os esforços de cisalhamento no cálculo das deformações) e os pilares com elementos de pórtico. Todas as informações utilizadas na elaboração do modelo foram extraídas do projeto estrutural do Viaduto Montese em sua versão final fornecido pela SUDECAP.

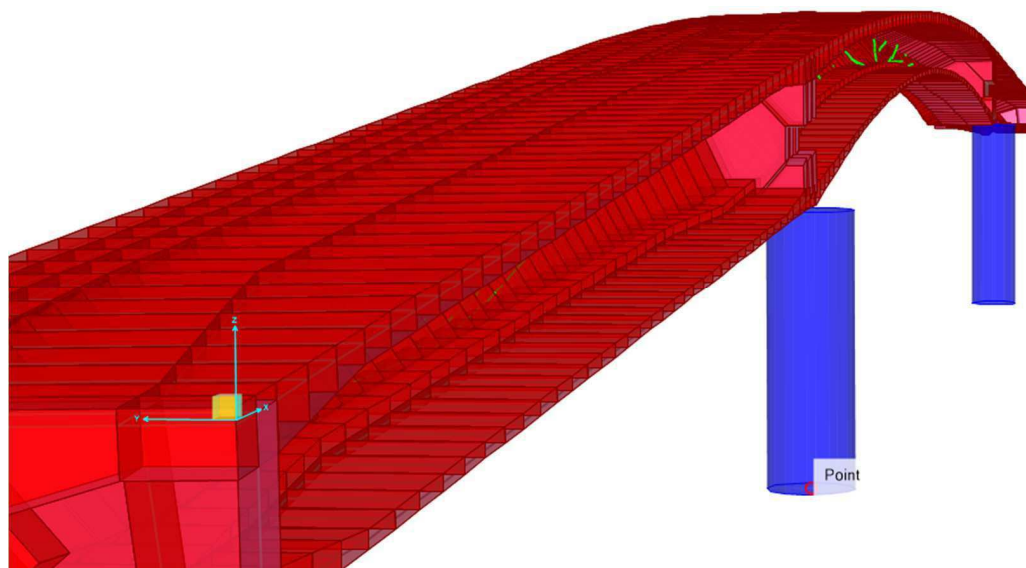


Figura 14: Corte longitudinal evidenciando a variação da seção transversal ao longo do viaduto, conforme projeto estrutural, no modelo computacional

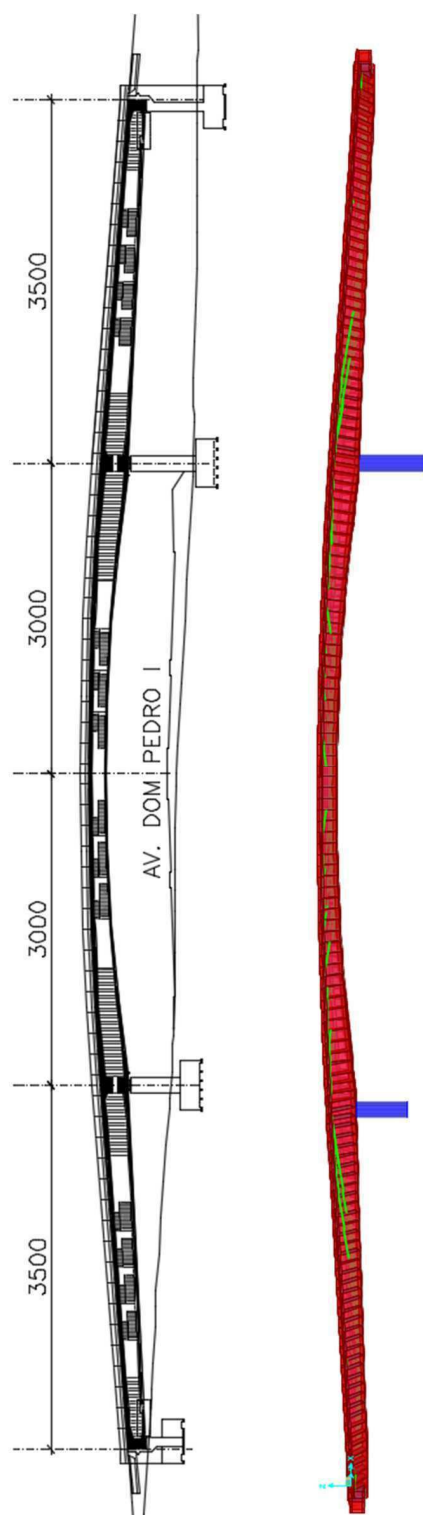


Figura 15: Vista longitudinal do viaduto. Acima - projeto estrutural. Abaixo - modelo computacional

Os cabos de protensão foram modelados um a um conforme indicado no projeto estrutural. Uma vez que a literatura não apresenta um ponto conclusivo para o efeito da protensão nas frequências naturais de uma estrutura este efeito foi obtido a partir de uma análise não linear. Para considerar o efeito da protensão foi criado um carregamento não linear que não despreza a deformação da estrutura na determinação dos deslocamentos finais. Esse carregamento contemplou, além de toda a carga permanente da estrutura (peso próprio, capeamento, e guarda-rodas), os esforços de protensão. A carga permanente foi incluída neste caso de carregamento uma vez que, dada a geometria arqueada da estrutura, existe um esforço normal ao longo da estrutura devido à estas ações. A análise modal foi então processada considerando a rigidez da estrutura após o processamento do caso não linear.

Os aparelhos de apoios foram modelados como elementos de ligação (“links”). As propriedades dos aparelhos de apoio foram aplicadas nestes elementos de ligação. A princípio, uma vez que a ponte está apoiada em aparelhos de apoio metálicos que permitem a livre translação e rotação, o modelo inicial considerou o pilar engastado na fundação. Esta simplificação foi feita baseada na hipótese de que, dada a baixa rigidez dos aparelhos de apoio (somente o atrito do material), a modelagem da interação solo-estrutura nas fundações pouco afetaria o comportamento da superestrutura deste viaduto. Ainda, qualquer influência da rigidez das fundações nos modos de vibração será incluída como uma rigidez equivalente no pilar relativa ao sistema pilar-fundação no processo de calibração.

Dada a grande rigidez dos encontros e à complexidade de modelagem uma vez que funcionam também como contenção dos aterros de encabeçamento, optou-se por não considerar a estrutura dos encontros no modelo partindo da premissa que são infinitamente rígidos. Na mesma ótica aplicada aos pilares e às fundações dos apoios centrais, a rigidez do sistema apoio-encontro-fundação poderá ser simulada como uma rigidez equivalente lançada no aparelho de apoio.

6.4 Otimização do modelo em elementos finitos

A otimização do modelo foi um processo demorado e trabalhoso. Inicialmente foi adotada uma estratégia de alterar os parâmetros da estrutura em função do conhecimento do seu comportamento estrutural e da variação esperada

na frequência para aproximar daquela medida na estrutura. Entretanto, apesar de se obter um erro relativamente baixo para um grande número de frequências, algumas não foram otimizadas ao longo do processo, mesmo com a alteração dos parâmetros que influenciavam tal modo. A otimização da frequência de alguns modos só era possível sacrificando outros modos mais importantes da estrutura. Assim optou-se por uma abordagem diferente a fim de obter melhor ajuste das frequências do modelo às da estrutura.

Foram escolhidos 15 parâmetros a serem alterados no modelo numérico divididos em 2 grupos: propriedade dos materiais e rigidez dos apoios. A Tabela 7 apresenta a relação completa dos parâmetros alterados durante o processo de otimização.

Dada a existência da protensão e em vista do debate existente na literatura em relação à influência da protensão nas frequências de uma estrutura, optou-se por otimizar a estrutura considerando dois casos distintos: com e sem o efeito da protensão. Não foi encontrado na literatura técnica nem nos manuais do software utilizado para a elaboração do modelo em elementos finitos como este considera a protensão na análise modal. Assim para se obter qualquer variação nas frequência em função da existência da protensão, foi necessário realizar a análise modal como um caso não linear descrita brevemente a seguir. Inicialmente a estrutura foi calculada considerando o carregamento de protensão como um caso não linear. Após o processamento desta análise, com a rigidez da estrutura alterada, realizou-se a análise modal que utilizou esta rigidez alterada nos cálculos. Para a análise sem os efeitos da protensão, a análise modal foi processada como um caso linear simples levando em conta a rigidez inicial da estrutura.

Para cada um dos casos de otimização (com e sem protensão) um modelo inicial foi processado e as frequências dos 28 primeiros modos de vibração registradas. Para se obter a influência de cada parâmetro nas frequências de cada um dos 28 modos, um incremento foi aplicado em um parâmetro e a diferença entre as frequências do modelo numérico inicial e do modelo com a alteração foi registrada. Então o parâmetro era ajustado para a configuração inicial e uma nova alteração era aplicada em um outro parâmetro e o processo se repetiu até que todos os parâmetros haviam sido alterados um a um. A diferença entre a frequência do modelo numérico com o parâmetro alterado e o inicial indica a variação na

frequência em função de cada parâmetro. Supondo uma relação linear entre as variações nos parâmetros e as respectivas variações nas frequências, a frequência natural esperada é dada pela equação (6.1).

$$\omega_f = \omega_0 + \sum_{i=1}^{15} \Delta f_i \quad (6.1)$$

Com:

ω_f : Frequência esperada

ω_0 : Frequência do modelo inicial

Δf_i : Variação da frequência obtida com a variação de cada parâmetro Xi

Tabela 7: Relação dos parâmetros alterados durante o processo de otimização.

Localização	Parâmetro	Variável	Valor inicial	Variação
Superestrutura	Elasticidade	X1	30E6 kN/m ²	5E6 kN/m ²
Pilares	Elasticidade	X2	26E6 kN/m ²	5E6 kN/m ²
Apoios E1 e E2	Uy	X3	0 kN/m	1E6 kN/m
	Rzz	X4	0 kNm/rad	1E6 kNm/rad
	Rxx	X5	0 kNm/rad	1E6 kNm/rad
	Ryy	X6	0 kNm/rad	1E6 kNm/rad
Apoios E3 e E4	Ux	X7	0 kN/m	1E6 kN/m
	Uy	X8	0 kN/m	1E6 kN/m
	Rzz	X9	0 kNm/rad	1E6 kNm/rad
	Rxx	X10	0 kNm/rad	1E6 kNm/rad
	Ryy	X11	0 kNm/rad	1E6 kNm/rad
Apoios E5 e E6	Ux	X12	0 kN/m	1E6 kN/m
	Rzz	X13	0 kNm/rad	1E6 kNm/rad
	Rxx	X14	0 kNm/rad	1E6 kNm/rad
	Ryy	X15	0 kNm/rad	1E6 kNm/rad

Para confirmar a possibilidade de realizar uma análise de otimização, após a variação de cada um dos parâmetros e respectivo registro das frequências resultantes, foi gerado um modelo no qual a variação foi aplicada em todos os

parâmetros simultaneamente e o resultado foi comparado com o esperado obtido a partir da soma das frequências resultantes das etapas anteriores com a frequência do modelo inicial. A Tabela 8 apresenta o resultado desta análise.

Apesar de ter sido adotada uma relação linear, é possível verificar que existe um efeito devido à combinação das variações na frequência apresentada pelo modelo numérico (Tabelas 8 e 9) o que já era esperado. Ainda assim, para a maioria dos modos, principalmente os primeiros, o efeito desta combinação é pequeno e, para fins de otimização, foi desconsiderado neste trabalho.

Dessa forma, chega-se a um problema de otimização no qual existem 28 equações (uma para cada modo de vibração) e 15 variáveis (uma para cada parâmetro alterado).

$$C_j = \sum_{i=1}^{15} x_i A_{j,i} \quad (6.2)$$

Com

C_j : Vetor de frequências para os j modos de vibração

x_i : Vetor incógnita com os fatores multiplicadores para as i variáveis alteradas no modelo

$A_{j,i}$: Matriz com j=28 linhas e i=15 colunas com as variações nas frequências em relação ao modelo inicial para a alteração de cada parâmetro.

Para a otimização do vetor “x” foi utilizado um algoritmo genético utilizando o MatLab. A equação (6.3) foi minimizada.

$$Y = \sum_{j=1}^{28} p_j \times (B_j - C_j) \quad (6.3)$$

Com:

B_j : Vetor dado pela diferença entre as frequências medidas na estrutura e as frequências do modelo inicial para os j modos de vibração.

p_j : Vetor com pesos aplicados dado o interesse em priorizar os modos iniciais.

$$p_j = \begin{cases} 1 & \text{se } j \leq 10 \\ 0,5 & \text{se } 10 < j \leq 15 \\ 0,2 & \text{se } 15 < j \leq 20 \\ 0,1 & \text{se } j > 20 \end{cases} \quad (6.4)$$

Em função do exposto por WANG et al. (2010b) sobre o fato de a calibração ser um problema “mal posto”, o processo de otimização foi repetido 8 vezes obtendo 8 vetores $\mathbf{x}$ cujos valores ao serem multiplicados pelas variações aplicadas em cada variável resultaria, a princípio, em um modelo calibrado. Além destes 8 vetores $\mathbf{x}$, um outro vetor foi obtido a partir da média das 8 otimizações.

As Tabelas 8 e 9 apresentam os valores para a matriz $\mathbf{A}$ referentes às alterações nas frequências do modelo numérico inicial para o caso considerando a protensão e sem esta consideração, respectivamente. Nessas tabelas o valor esperado é dado pela soma das variações de X1 a X15 com o valor da frequência do modelo inicial e o valor obtido é a saída do processamento do software de elementos finitos para o modelo no qual todos os parâmetros foram variados simultaneamente.

Optou-se por esta abordagem uma vez que a calibração por tentativa e erro chegou a um ponto no qual independente da alteração realizada no modelo não eram obtidas reduções nos erros para algumas frequências sem prejuízo das demais. Apesar de tudo, o modelo obtido por tentativa e erro apresentou desempenho próximo ao modelo otimizado pelo método descrito acima.

Tabela 8: Variações nas frequências naturais do modelo inicial em função da variação de cada parâmetro para o caso com protensão.

Modo	Diferenças (MODELO COM VARIAÇÃO - MODELO INICIAL)															SOMA	ESPERADO	OBTIDO	ERRO
	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15				
1	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	0,10	0,01	0,00	0,00	0,78	1,73	1,79	3,19%
2	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,04	0,06	0,00	0,00	0,01	0,06	0,00	0,00	0,01	0,31	1,84	1,82	-0,70%
3	0,24	0,00	0,01	0,00	0,01	0,03	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,08	0,00	0,01	0,00	0,41	3,51	3,65	4,07%
4	0,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,07	0,33	0,00	0,00	0,01	0,06	0,00	0,00	0,04	0,86	3,99	3,92	-1,57%
5	0,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,38	0,00	0,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	4,20	4,38	4,39%
6	0,29	0,01	0,00	0,00	0,00	0,14	0,04	0,04	0,00	0,00	0,00	0,37	0,00	0,00	0,08	0,94	4,78	4,65	-2,75%
7	0,38	0,01	0,00	0,01	0,00	0,09	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,21	0,00	0,00	0,04	0,78	5,77	5,73	-0,59%
8	0,43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,79	6,17	6,39	3,51%
9	0,45	0,01	0,00	0,02	0,00	0,03	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,01	1,39	7,31	7,44	1,89%
10	0,52	0,00	0,03	0,00	0,06	0,03	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,53	0,00	0,02	0,00	1,25	7,88	7,91	0,29%
11	0,65	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,03	0,00	0,00	0,01	0,74	9,52	9,53	0,16%
12	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,85	10,89	10,92	0,27%
13	0,84	0,00	0,07	0,00	0,16	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,00	0,05	0,00	1,25	12,01	11,98	-0,26%
14	0,27	0,07	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17	0,00	0,00	0,12	0,65	12,17	12,75	4,75%
15	0,00	0,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,07	11,87	12,94	9,05%
16	0,55	1,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	1,68	13,48	14,24	5,60%
17	0,84	1,11	0,00	0,00	0,00	0,12	1,29	1,29	0,00	1,28	1,29	0,08	0,00	0,00	0,03	7,34	19,15	14,68	-23,33%
18	1,04	0,00	0,02	0,00	0,03	0,01	0,46	0,46	0,00	0,20	0,43	0,01	0,00	0,01	0,01	2,69	15,78	15,35	-2,73%
19	0,90	0,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,47	0,47	0,00	0,00	0,08	0,03	0,00	0,00	0,00	2,10	15,66	17,39	11,05%
20	1,11	0,00	0,04	0,00	0,10	0,00	1,55	1,55	0,00	0,03	0,00	0,06	0,00	0,03	0,01	4,50	18,52	17,96	-2,99%
21	1,23	0,00	0,14	0,00	0,21	0,03	0,28	0,25	0,00	0,01	0,00	0,05	0,01	0,08	0,00	2,27	17,85	18,06	1,21%
22	1,20	0,03	0,00	0,07	0,07	0,28	0,77	0,77	0,00	0,00	0,00	0,52	0,00	0,01	0,00	3,72	19,54	19,82	1,45%
23	1,32	0,00	0,02	0,00	0,05	0,00	1,63	1,63	0,00	0,03	0,00	0,04	0,00	0,01	0,01	4,74	21,33	20,47	-4,00%
24	1,20	0,24	0,00	0,00	0,00	0,01	0,64	0,64	0,00	0,00	0,00	0,12	0,00	0,00	0,01	2,86	21,07	22,14	5,07%
25	1,17	0,00	0,02	0,00	0,04	0,00	1,16	1,17	0,00	0,00	0,00	0,04	0,00	0,00	0,01	3,62	22,48	22,17	-1,36%
26	0,00	0,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,18	0,15	0,00	0,00	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,50	20,52	22,87	11,48%
27	0,33	0,54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,35	0,36	0,00	0,18	0,18	-0,02	0,00	0,00	0,00	1,92	21,94	23,39	6,63%
28	1,51	0,42	0,16	0,00	0,16	0,00	0,40	0,38	0,00	0,18	0,18	0,06	0,01	0,09	0,00	3,57	23,77	24,04	1,13%

Tabela 9: Variações nas frequências naturais do modelo inicial em função da variação de cada parâmetro para o caso sem protensão.

Modo	Diferenças (MODELO COM VARIAÇÃO - MODELO INICIAL)															SOMA	ESPERADO	OBTIDO	ERRO
	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15				
1	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,52	0,00	0,00	0,00	0,09	0,01	0,00	0,00	0,72	1,61	1,67	3,48%
2	0,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,04	0,06	0,00	0,00	0,01	0,03	0,00	0,00	0,01	0,28	1,70	1,69	-0,99%
3	0,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,31	3,23	3,39	4,94%
4	0,23	0,00	0,00	0,00	0,01	0,09	0,06	0,27	0,00	0,00	0,01	0,08	0,00	0,00	0,04	0,78	3,72	3,67	-1,23%
5	0,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,44	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,84	3,87	3,99	3,23%
6	0,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,31	0,00	0,00	0,08	0,84	4,45	4,33	-2,64%
7	0,35	0,01	0,00	0,01	0,00	0,09	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17	0,00	0,00	0,03	0,70	5,38	5,34	-0,64%
8	0,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,21	0,00	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,74	5,62	5,83	3,65%
9	0,43	0,01	0,00	0,02	0,00	0,03	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,72	0,00	0,00	0,01	1,28	6,83	6,95	1,74%
10	0,48	0,00	0,02	0,00	0,05	0,03	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,55	0,01	0,02	0,00	1,24	7,43	7,46	0,39%
11	0,61	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,66	8,89	8,90	0,20%
12	0,72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,77	9,75	9,78	0,32%
13	0,78	0,00	0,06	0,00	0,13	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,08	0,01	0,04	0,00	1,13	11,12	11,09	-0,31%
14	0,78	0,06	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,15	0,00	0,00	0,11	1,11	11,92	11,94	0,17%
15	0,79	0,08	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,00	0,00	0,03	1,07	12,14	12,12	-0,21%
16	0,01	0,00	0,01	0,00	0,01	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,08	12,04	13,02	8,12%
17	0,00	0,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,88	12,86	13,77	7,13%
18	0,94	0,91	0,01	0,00	0,03	0,00	0,77	0,77	0,00	0,77	0,77	0,00	0,00	0,00	0,00	4,97	16,94	14,03	-17,17%
19	0,85	0,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,11	0,11	0,00	0,11	0,11	0,00	0,00	0,00	0,00	1,64	14,38	16,29	13,31%
20	1,02	0,22	0,03	0,00	0,07	0,00	1,72	1,74	0,00	0,61	0,89	0,04	0,00	0,01	0,01	6,36	19,22	16,55	-13,89%
21	1,15	0,00	0,13	0,00	0,25	0,02	0,41	0,37	0,00	0,01	0,00	0,04	0,01	0,08	0,00	2,48	17,05	17,00	-0,30%
22	1,13	0,03	0,00	0,06	0,01	0,25	0,27	0,27	0,00	0,00	0,00	0,29	0,00	0,00	0,00	2,32	17,27	18,65	7,99%
23	1,21	0,00	0,02	0,00	0,06	0,02	1,94	1,94	0,00	0,03	0,00	0,24	0,00	0,01	0,01	5,47	20,69	19,00	-8,18%
24	1,13	0,22	0,00	0,00	0,00	0,01	0,36	0,36	0,00	0,00	0,00	0,09	0,00	0,00	0,01	2,18	19,33	20,73	7,25%
25	1,39	0,00	0,02	0,00	0,03	0,00	1,44	1,42	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,01	4,35	21,86	20,81	-4,83%
26	1,24	0,01	0,15	0,00	0,20	0,00	0,19	0,20	0,00	0,00	0,00	0,05	0,01	0,08	0,00	2,12	21,08	21,45	1,75%
27	1,04	0,12	0,00	0,00	0,02	0,00	0,14	0,13	0,00	0,00	0,01	0,03	0,00	0,00	0,07	1,56	20,71	21,91	5,78%
28	1,12	0,08	0,12	0,00	0,36	0,00	0,85	0,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,03	3,47	22,77	22,54	-0,99%

7 RESULTADOS E DISCUSSÃO

7.1 Medição em campo e obtenção dos parâmetros modais

As medições em campo foram realizadas nos dias 18/10/2016 a 20/10/2016. O trabalho foi realizado com o auxílio operacional de uma equipe mobilizada pela BHTRANS que permaneceu no local durante o período de medição. Para as medições não foi necessário interromper o tráfego sobre o viaduto. Por questões de segurança, sob orientação da BHTRANS, foi feito o desvio do tráfego que passou a funcionar em meia pista sem prejuízo do trânsito ou geração de congestionamentos.



Figura 16: Acelerômetro Syscom registrando as acelerações.

Os acelerômetros (Figura 16) armazenam, para cada eixo coordenado, os dados de aceleração em um determinado instante de tempo. A frequência de amostragem é de 50Hz, o que significa que a cada segundo são armazenados cinquenta pontos discretos representando a variação contínua da aceleração resultante da vibração da estrutura. Cada medição durou 2h e 30min gerando

4.5×10^5 registros de aceleração para cada uma das três direções, para cada um dos sistemas de aquisição.

Após o pré-processamento dos dados brutos (ver Anexo II) o que incluiu remoção da tendência, segmentação do sinal e aplicação de filtro, a Figura 17 apresenta a soma das densidades espectrais obtidas para a estrutura.

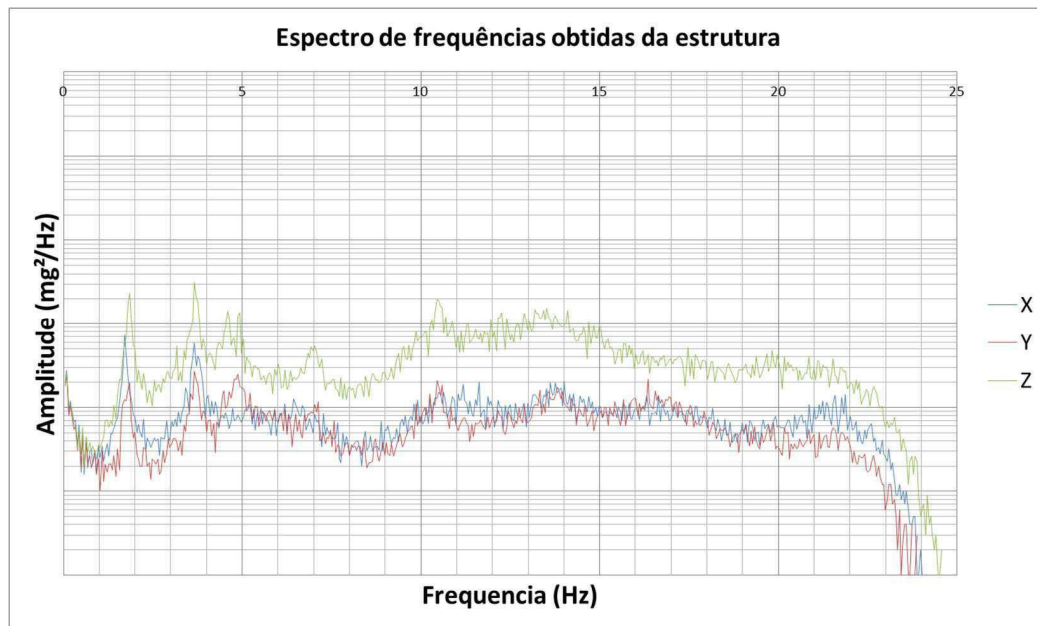


Figura 17: Espectro de frequências dos sinais obtidos nos eixos X, Y e Z da estrutura

Após o processamento das acelerações pelo software Artemis Modal 3.0, foram obtidas 40 frequências naturais conforme mostrado na Figura 18.

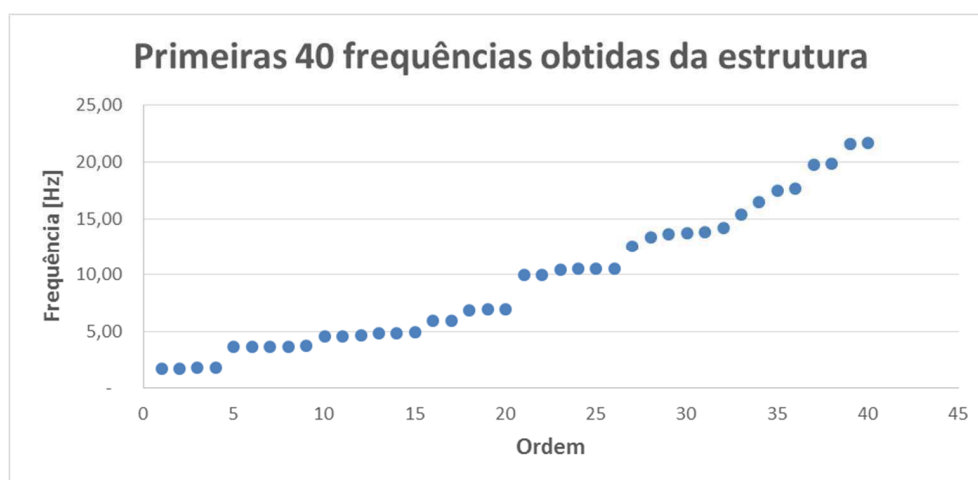


Figura 18: Frequências identificadas para a estrutura

Pode-se observar na Figura 18 a existência de alguns grupos de frequências com valores iguais ou muito próximos. Estes valores próximos podem ou não estarem associados ao mesmo modo de vibração. Conforme indicado por BRINCKER (2015), a realização da análise modal requer que os acelerômetros estejam sincronizados e que exista pelo menos um acelerômetro de referência medindo durante todo o levantamento de dados. Com tais informações, os métodos de identificação modal apresentam além das frequências também as formas modais relacionadas à cada uma delas. Dadas as limitações nos equipamentos utilizados na obtenção de dados, não foi possível sincronizar os acelerômetros ou mesmo adotar um acelerômetro de referência pois só 2 equipamentos estavam disponíveis. Uma vez que não foi utilizado um acelerômetro de referência nem feita a sincronização entre os dois acelerômetros utilizados, não foi possível obter informação a respeito dos modos de vibração.

As 40 frequências extraídas da análise foram comparadas com as 28 primeiras frequências apresentadas pelo modelo inicial e por um critério de proximidade foram definidas as frequências medidas que são utilizadas como objetivo no processo de calibração. A Tabela 10 apresenta as frequências obtidas da estrutura já selecionadas em relação àquelas do modelo inicial.

Tabela 10: Frequências obtidas da estrutura e do modelo inicial.

MODO	Experimental	Modelo inicial	Erro inicial	MODO	Experimental	Modelo inicial	Erro inicial
1	1,73	0,96	-44,79%	15	13,60	11,80	-13,26%
2	1,76	1,53	-13,35%	16	14,15	11,80	-16,63%
3	3,63	3,09	-14,76%	17	13,79	11,80	-14,40%
4	3,65	3,13	-14,33%	18	15,34	13,09	-14,64%
5	3,73	3,37	-9,76%	19	16,50	13,56	-17,84%
6	4,94	3,85	-22,16%	20	17,45	14,02	-19,65%
7	5,96	4,99	-16,26%	21	17,66	15,57	-11,81%
8	5,99	5,39	-10,06%	22	19,73	15,82	-19,81%
9	6,99	5,92	-15,35%	23	19,87	16,59	-16,51%
10	9,99	6,63	-33,63%	24	21,64	18,22	-15,83%
11	10,48	8,78	-16,26%	25	21,67	18,85	-12,99%
12	10,53	10,04	-4,65%	26	21,87	20,02	-8,45%
13	12,54	10,76	-14,21%	27	22,74	20,02	-11,96%
14	13,40	11,52	-14,00%	28	22,89	20,20	-11,74%

O erro foi calculado conforme a equação (7.1).

$$ERRO = 100 \times \left(\frac{\omega_i - \omega_e}{\omega_e} \right) \quad (7.1)$$

Com:

ω_i : Frequência obtida no modelo inicial

ω_e : Frequência identificada da estrutura.

7.2 Modelo em elementos finitos: modos representativos e protensão

O modelo em elementos finitos elaborado apresentou frequências naturais iniciais próximas às experimentais (obtidas do processamento dos dados de aceleração sobre a estrutura) sendo, portanto, considerado válido para as análises subsequentes.

A fim de estimar quais são os modos de vibração mais relevantes da estrutura na Figura 19 é apresentado o percentual acumulado da massa da estrutura que é mobilizada em cada um dos modos. Para isso foram calculados os mil primeiros modos de vibração no modelo numérico e a participação de massa foi obtida para cada modo.

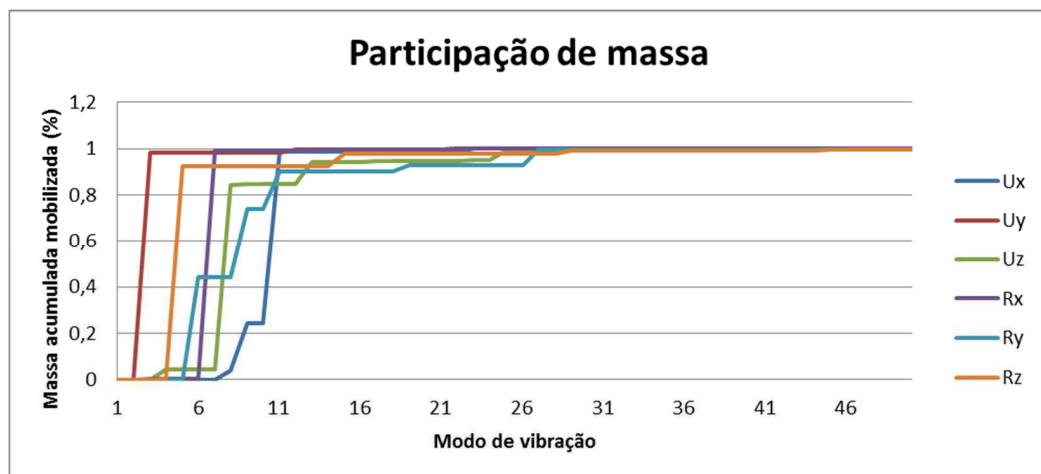


Figura 19: Participação de massa dos primeiros 50 modos de vibração no modelo numérico.

A Figura 19 apresenta o somatório da massa mobilizada nos primeiros 50 modos de vibração da estrutura para as translações (U) e rotações (R) em X, Y e

Z. Observa-se que nos primeiros 28 modos de vibração praticamente 100% da massa da estrutura foi mobilizada. O processo de calibração terá como objetivo o ajuste destas 28 frequências. **érico considerando a protensão.**

As Figuras 20 a 22 apresentam os três primeiros modos de vibração do modelo numérico considerando a protensão.

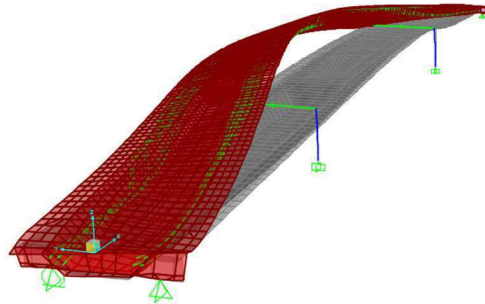


Figura 20: Primeiro modo. $\omega = 0,96$ Hz (Flexão horizontal)

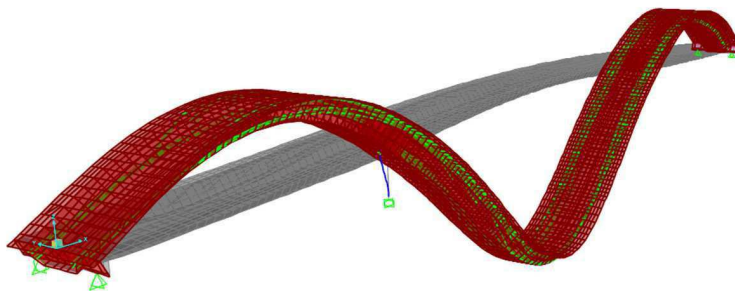


Figura 21: Segundo modo. $\omega = 1,53$ Hz (Flexão vertical)

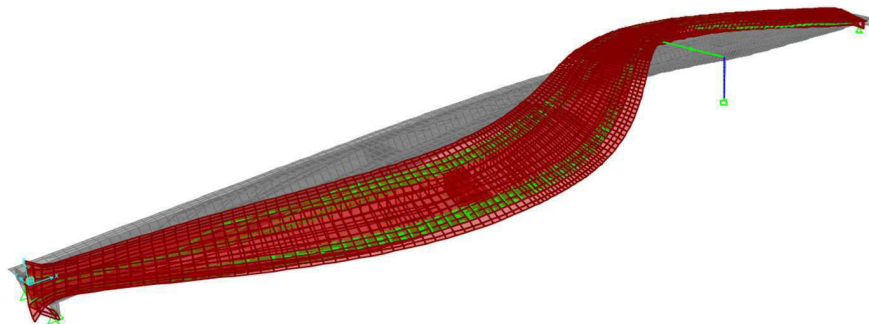


Figura 22: Terceiro modo. $\omega = 3,09$ Hz (Flexão horizontal)

É importante observar que, ao contrário do que se espera para uma ponte, o primeiro modo de vibração não foi a flexão no sentido que ocorre durante a solicitação normal da estrutura (U_z), mas sim a flexão lateral (U_y). Esta flexão lateral aparece novamente no terceiro modo de vibração. Este comportamento é explicado uma vez que os apoios centrais não restringem o deslocamento lateral (há

uma restrição somente após certo deslocamento) e, desta forma, a rigidez à flexão lateral é inferior à rigidez à flexão vertical.

Conforme indicado no item 6.4 deste texto, para considerar os efeitos da força normal atuante na estrutura, para as frequências naturais obtidas a partir do modelo numérico foi necessário realizar uma análise não linear. A tabela 11

Tabela 11 apresenta as frequências do modelo inicial para os dois casos. Observe que a variação média obtida nas frequências é de 6,65%.

Tabela 11: Frequências obtidas no modelo inicial com e sem o efeito da força protensão.

Modo	Frequência (Hz)		Variação	Modo	Frequência (Hz)		Variação
	Sem Protensão	Com Protensão			Sem Protensão	Com Protensão	
1	0,90	0,96	6,33%	15	11,08	11,80	6,50%
2	1,42	1,53	7,24%	16	11,96	11,80	-1,35%
3	2,93	3,09	5,76%	17	11,97	11,80	-1,40%
4	2,94	3,13	6,52%	18	11,97	13,09	9,38%
5	3,03	3,37	11,12%	19	12,74	13,56	6,39%
6	3,61	3,85	6,64%	20	12,86	14,02	9,06%
7	4,68	4,99	6,74%	21	14,58	15,57	6,84%
8	4,88	5,39	10,38%	22	14,95	15,82	5,84%
9	5,55	5,92	6,62%	23	15,22	16,59	9,02%
10	6,19	6,63	7,06%	24	17,15	18,22	6,19%
11	8,22	8,78	6,75%	25	17,51	18,85	7,65%
12	8,98	10,04	11,75%	26	18,96	20,02	5,61%
13	9,99	10,76	7,70%	27	19,16	20,02	4,52%
14	10,81	11,52	6,65%	28	19,30	20,20	4,70%
Variação média:						6,65%	

As frequências do modelo inicial estão, para ambos os casos, abaixo daquelas apresentadas pela estrutura. Esse resultado era esperado uma vez que não foi considerada qualquer rigidez nas deslocabilidades livres dos aparelhos de apoio. Além disto, acredita-se que a rigidez global da estrutura deve ter sido ampliada no processo de reforço realizado.

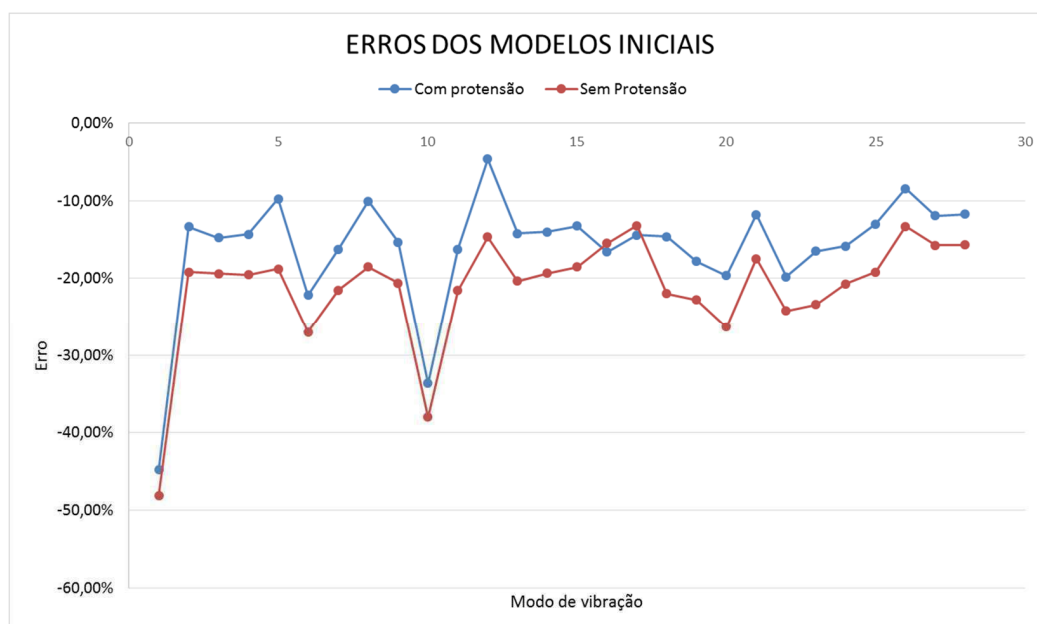


Figura 23: Erro das frequências do modelo inicial em relação aos valores experimentais

7.3 Calibração do modelo

Conforme já explicado anteriormente (item 6.4), o processo de alteração do modelo foi feito pela otimização de uma série de equações consideradas lineares. Para cada caso foram realizados 8 processos de otimização cada um correspondendo a um modelo calibrado (MC-01 a MC-08). Após os 8 processos foi gerado um nono modelo resultante da média dos processos anteriores.

7.3.1 CASO 1: Calibração do modelo considerando a protensão

A otimização do modelo considerando os efeitos da força de protensão foi realizada com sucesso ainda que alguns modos apresentaram erros superiores a 10%. O processo de otimização resultou em 8 modelos com alguma variação entre si, mas que apresentaram resultados semelhantes no tocante aos erros das frequências exibidas pelos modelos numéricos. A Tabela 12 apresenta os vetores “x” com os fatores multiplicadores das variáveis X1 a X15 resultantes dos 8 processos de otimização assim como a média destes valores. É importante observar que, dada a característica do processo de calibração ser um problema “mal posto” alguns parâmetros apresentaram variação expressiva entre os 8 modelos otimizados.

Tabela 12: Relação dos fatores multiplicadores das variáveis para cada um dos 8 modelos otimizados.

Variável	MC-01	MC-02	MC-03	MC-04	MC-05	MC-06	MC-07	MC-08	Média
X1	0,83	1,04	0,87	0,93	0,94	0,96	0,84	1,20	0,95
X2	1,69	1,60	1,66	1,64	1,61	1,54	1,62	0,17	1,44
X3	3,59	1,17	0,00	0,18	2,35	2,50	2,41	1,97	1,77
X4	3,26	1,43	0,00	0,25	2,93	3,83	17,41	15,25	5,54
X5	3,98	4,11	7,34	6,98	6,00	7,49	3,34	2,31	5,19
X6	2,40	0,01	2,06	1,56	1,56	1,21	0,77	0,39	1,25
X7	0,28	0,41	0,13	0,13	0,23	0,18	0,29	0,12	0,22
X8	0,92	0,65	0,88	0,87	0,73	0,61	0,90	0,16	0,71
X9	3,24	4,73	5,60	4,87	6,64	15,48	12,48	13,64	8,33
X10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,08	0,09	0,09	0,04	0,04
X11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,21	0,21	0,21	0,06	0,09
X12	1,05	1,94	0,90	1,28	0,55	0,51	0,23	0,13	0,82
X13	3,01	1,90	7,64	4,29	7,97	17,56	17,88	17,73	9,75
X14	0,49	1,76	3,17	1,22	4,80	7,39	5,31	3,45	3,45
X15	1,15	0,37	2,40	1,37	4,32	4,91	6,85	6,94	3,54

Para verificar a semelhança entre os vetores de frequência dos modelos em relação aos valores experimentais, foi utilizado o coeficiente de correlação. Mesmo o modelo inicial já apresentou elevado índice de correlação (1 corresponde a vetores totalmente relacionados) quando comparado à estrutura. Entretanto, o processo melhorou, em todos modelos calibrados, o coeficiente de correlação. O modelo MC-02 pode ser considerado o mais bem calibrado dentre os demais, conforme Tabela 13.

Tabela 13: Coeficiente de correlação entre cada modelo calibrado e a estrutura.

Modelo	Correlação
Inicial	0,9948
MC-01	0,9963
MC-02	0,9968
MC-03	0,9961
MC-04	0,9966
MC-05	0,9955
MC-06	0,9955
MC-07	0,9952
MC-08	0,9926
Média	0,9961

A Figura 24 apresenta os erros obtidos para cada um dos modelos calibrados. Observe que o padrão de erros para cada modo se repete praticamente em todos os modelos variando somente a amplitude do erro.

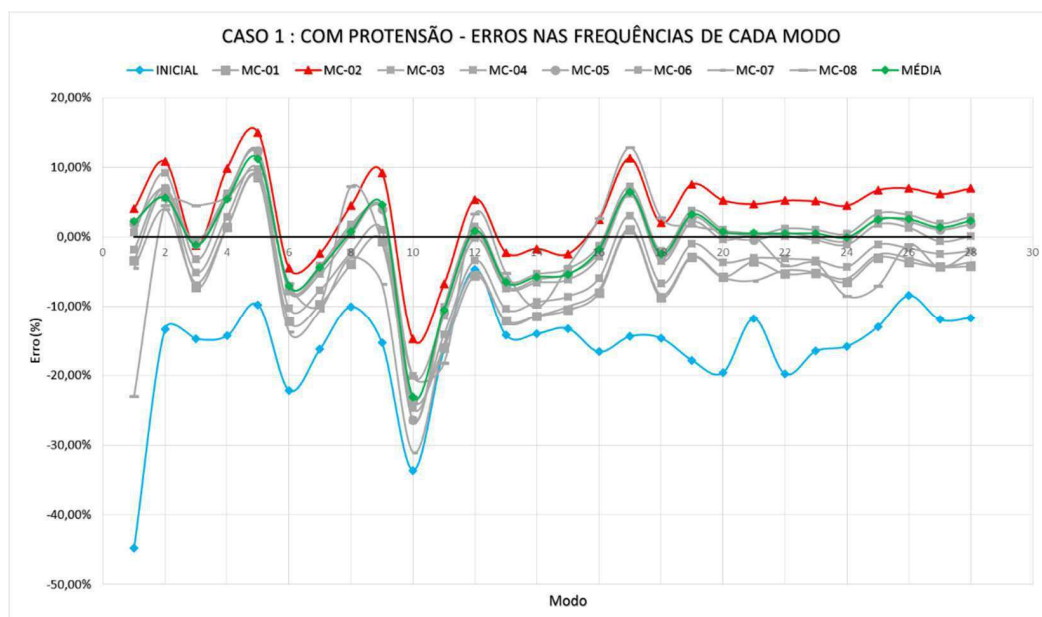


Figura 24: Erros nas frequências dos 8 modelos calibrados e do modelo com os valores médios dos fatores de calibração.

7.3.2 CASO 2: Calibração do modelo sem consideração da protensão

Ao contrário do observado no caso anterior, a otimização neste caso se mostrou muito menos sensível às variações nos parâmetros. Ainda assim, a otimização foi realizada com sucesso.

A Tabela 14 apresenta os resultados obtidos para os fatores de calibração nas 8 otimizações realizadas para o modelo sem protensão. Importante notar que o algoritmo não foi capaz de encontrar solução diferente para os valores dos modos de elasticidade da superestrutura (X1) e dos pilares (X2). Para os demais parâmetros houve certa variação, mas os resultados foram modelos com comportamento bastante semelhantes. A Figura 25 mostra que os 8 modelos calibrados apresentaram praticamente o mesmo desempenho mesmo com valores diferentes para os parâmetros em cada calibração.

Tabela 14: Relação dos fatores multiplicadores das variáveis alteradas para cada um dos 8 modelos otimizados.

Variável	MC-01	MC-02	MC-03	MC-04	MC-05	MC-06	MC-07	MC-08	Média
X1	1,19	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
X2	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06
X3	3,54	16,03	0,88	0,11	16,10	4,90	0,19	14,40	7,02
X4	14,44	0,00	0,12	0,00	0,00	0,11	0,14	0,15	1,87
X5	3,56	0,46	3,42	6,65	2,03	2,02	3,55	1,66	2,92
X6	3,73	1,82	5,95	3,19	0,06	5,79	6,11	0,18	3,35
X7	0,41	0,43	0,52	0,45	0,39	0,52	0,53	0,40	0,46
X8	0,75	0,72	0,60	0,67	0,76	0,61	0,59	0,83	0,69
X9	16,36	20,00	19,98	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	19,54
X10	0,20	0,33	0,58	0,43	0,23	0,55	0,59	0,07	0,37
X11	0,11	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02
X12	0,55	1,00	0,87	0,98	1,15	0,87	0,86	1,34	0,95
X13	18,40	20,00	20,00	20,00	19,65	19,99	20,00	19,89	19,74
X14	15,20	6,16	17,38	8,54	1,29	16,12	17,91	4,65	10,91
X15	5,62	6,73	3,24	5,49	7,90	3,39	3,12	6,85	5,29

Os valores de correlação mostram grande proximidade entre os modelos e indicam que o modelo que mais se aproximou da estrutura foi o MC-08, conforme Tabela15.

Tabela 15: Coeficiente de correlação entre cada modelo calibrado e a estrutura.

Modelo	Correlação
Inicial	0,9936
MC-01	0,9953
MC-02	0,9958
MC-03	0,9959
MC-04	0,9959
MC-05	0,9958
MC-06	0,9958
MC-07	0,9959
MC-08	0,9961
Média	0,9959

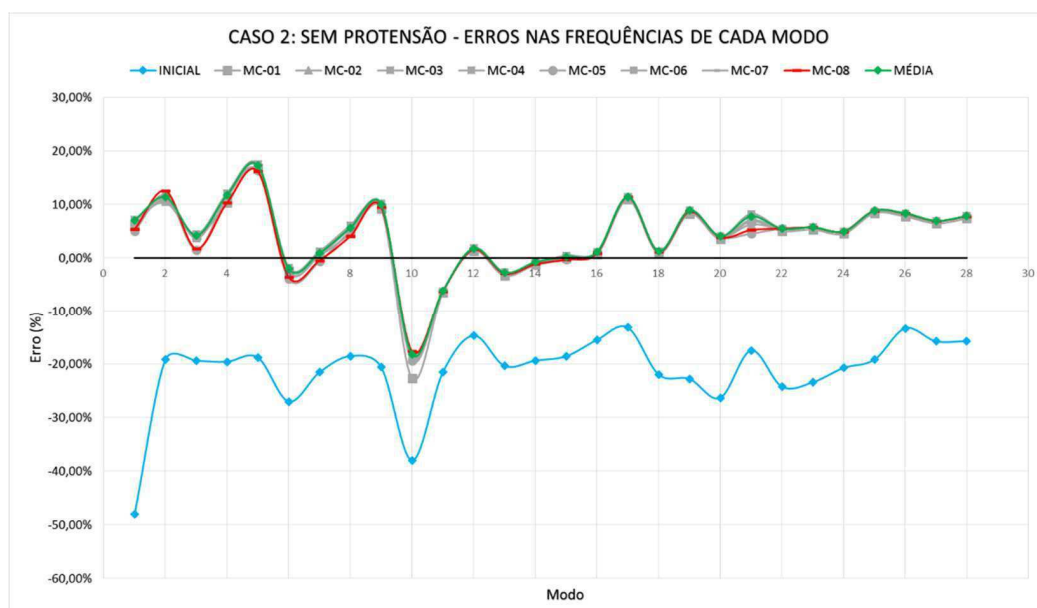


Figura 25: Erros nas frequências dos 8 modelos otimizados e do modelo com os valores médios dos fatores de otimização.

7.3.3 Comparação entre os casos com e sem protensão

Nos dois casos (com e sem protensão) a calibração dos modelos foi realizada com sucesso. Apesar de necessitarem de parâmetros bastantes diferentes, o resultado final, para as frequências naturais, foi praticamente o mesmo nos dois casos.

A Figura 26 apresenta os erros em relação às frequências experimentais para os casos com (MC-02) e sem protensão (MC-08). Os erros apresentados nos dois casos possuem valores bastantes próximos além de apresentarem o mesmo padrão isto é, os modos nos quais os erros são maiores são os mesmos nos dois casos e o mesmo vale para os modos nos quais os erros são menores.

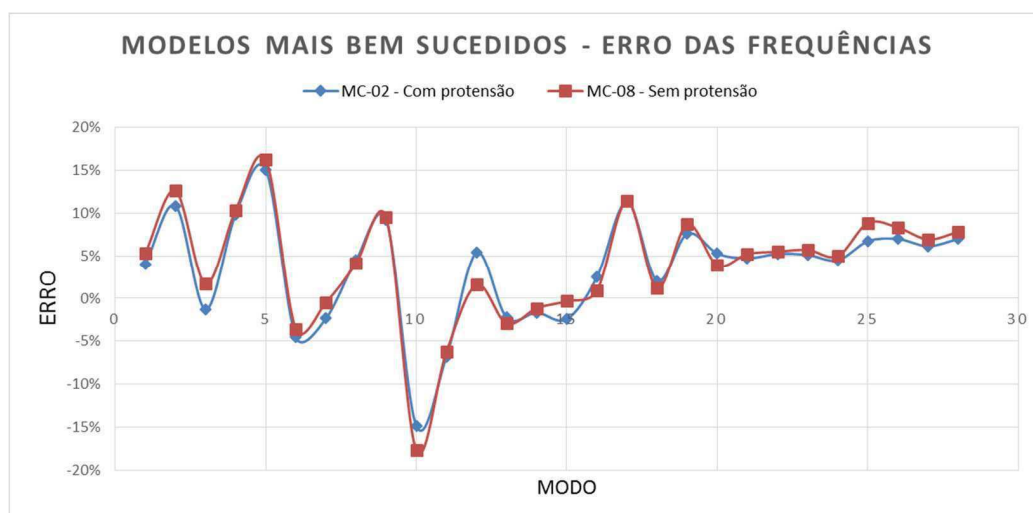


Figura 26: Comparação entre os casos com e sem protensão utilizando o modelo mais bem sucedido em cada caso.

A comparação dos modelos iniciais evidencia a eficiência do processo de calibração empregado. A Figura 26 apresenta a diferença nos erros das frequências dos modelos iniciais. O modelo considerando a protensão apresenta frequências mais próximas às da estrutura quando comparado com o modelo sem protensão. Em vista disso esse modelo necessita de menos intervenção durante o processo de otimização.

A Tabela 16 mostra os parâmetros de calibração utilizados em cada um dos modelos mais bem sucedidos para os casos com e sem protensão. É importante observar que a variação nos parâmetros constitutivos dos materiais (X_1 e X_2) é pequena em relação aos dois modelos quando comparada com as variações observadas para os parâmetros de rigidez dos apoios. A magnitude da variação desses parâmetros está de acordo com a variação das frequências obtidas para o modelo inicial com e sem protensão conforme mostrado na tabela 11.

Tabela 16: Parâmetros utilizados nos modelos MC-02 (caso com protensão) e MC-08 (caso sem protensão).

Variável	Modelo inicial		Com protensão		Sem protensão		Variação
	Valor Inicial	Variação inicial	Fator	Valor	Fator	Valor	
X1 (kN/m ²)	30000000	5000000	1,04	35214661	1,20	36000000	15%
X2 (kN/m ²)	26000000	5000000	1,60	33983858	2,06	36292490	29%
X3 (kN/m)	0	1000000	1,17	1170455	14,40	14397858	1130%
X4 (kNm/rad)	0	1000000	1,43	1429969	0,15	149454	-90%
X5 (kNm/rad)	0	1000000	4,11	4107052	1,66	1656412	-60%
X6 (kNm/rad)	0	1000000	0,01	10589	0,18	177238	1574%
X7 (kN/m)	0	1000000	0,41	407753	0,40	401289	-2%
X8 (kN/m)	0	1000000	0,65	647198	0,83	825327	28%
X9 (kNm/rad)	0	1000000	4,73	4734846	20,00	19999534	322%
X10 (kNm/rad)	0	1000000	0,00	109	0,07	71273	65388%
X11 (kNm/rad)	0	1000000	0,00	106	0,00	1000	840%
X12 (kN/m)	0	1000000	1,94	1944757	1,34	1343294	-31%
X13 (kNm/rad)	0	1000000	1,90	1903988	19,89	19888241	945%
X14 (kNm/rad)	0	1000000	1,76	1755641	4,65	4653763	165%
X15 (kNm/rad)	0	1000000	0,37	365779	6,85	6851613	1773%

A divergência de ambos os modelos calibrados em relação à análise experimental varia de 0,33% a 17,64% dependendo do modo. Essa é uma variação expressiva e os modos com erros elevados não podem ser considerados como calibrados. No entanto, o fato do processo não ter conseguido calibrar esses modos pode estar relacionado à qualidade dos dados obtidos da estrutura. Alguns dos valores de frequências utilizados como objetivo na otimização podem não representar valores reais de frequências para a estrutura “enganando” todo o processo automático de otimização.

7.4 A prova de carga estática

Para a simulação da prova de carga estática foram lançadas cargas pontuais igualmente espaçadas representado, cada uma, um dos 6 caminhões. Foram gerados 6 casos de carregamento sendo o primeiro correspondente à situação de 1 caminhão e o sexto com os seis caminhões.

Uma vez que, para as situações de carregamento com 1 e 2 caminhões a medição realizada na estrutura não apresentou resolução suficiente para indicar o deslocamento, estes casos foram desconsiderados da análise. Desta forma, foram analisados somente os casos com 3, 4, 5 e 6 caminhões.

Mesmo que as deformações tenham sido medidas ao longo do dia na estrutura, o modelo elaborado apresenta somente a flecha imediata. A simulação da variação da flecha ao longo do dia requer uma análise com não linearidade física da

estrutura e consideração da ação do tempo nas propriedades dos materiais. Tal análise não é escopo deste trabalho e, portanto, só é estudada a flecha imediata em cada caso.

7.4.1 Simulação da prova de carga no modelo calibrado considerando a protensão

As Figuras 27 à 30 mostram as flechas medidas e obtidas pelos modelos calibrados para os carregamentos com 3, 4, 5 e 6 caminhões, respectivamente. O modelo que apresentou a maior correlação de frequências com a estrutura apresentou também o resultado mais próximo ao da prova de carga estática. Isso reforça a viabilidade da utilização da calibração de um modelo pelas frequências naturais a fim de se obter o comportamento real da estrutura.

Como já mencionado, não foram obtidas informações exatas quanto a localização de cada caminhão nem mesmo dos pontos nos quais foram medidos os deslocamentos. Ainda assim, neste trabalho buscamos (por acreditar ser o mesmo critério adotado na realização da prova de carga) utilizar um critério de simetria e que valorizasse a região central do vão principal, local que apresenta as maiores deformações. Dessa forma, é possível que exista um pequeno erro nos valores obtidos pelos modelos devido esta imprecisão. Entretanto, este erro não prejudica a análise aqui realizada por se tratar de valor muito pequeno.

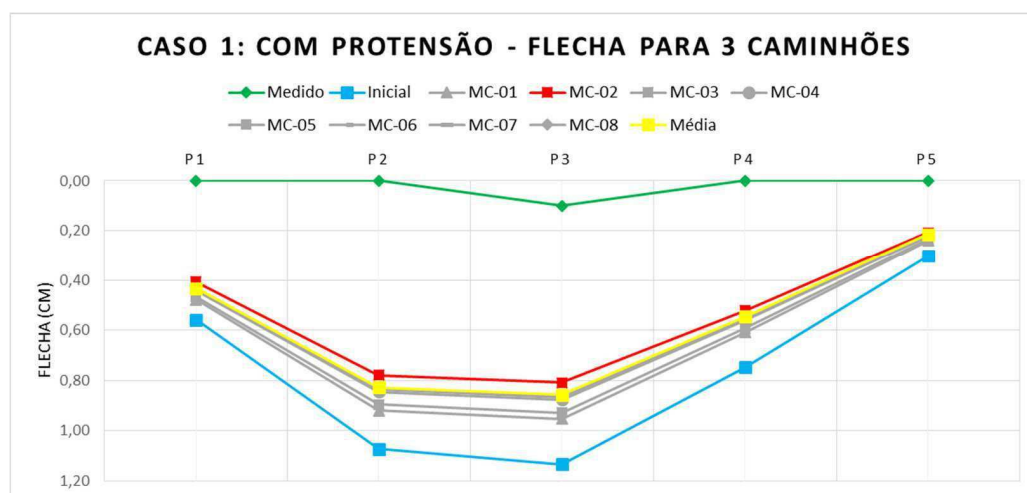


Figura 27: Flecha para o carregamento com 3 caminhões

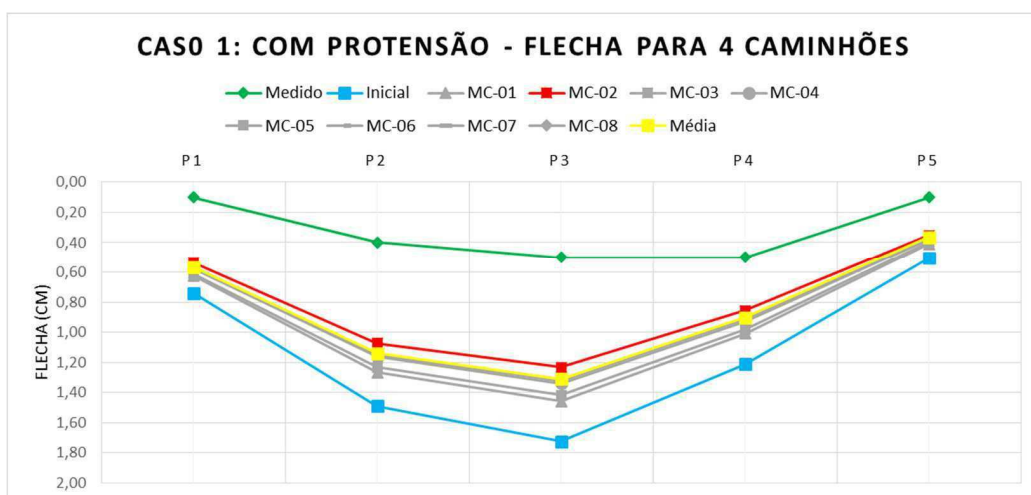


Figura 28: Flecha para o carregamento com 4 caminhões

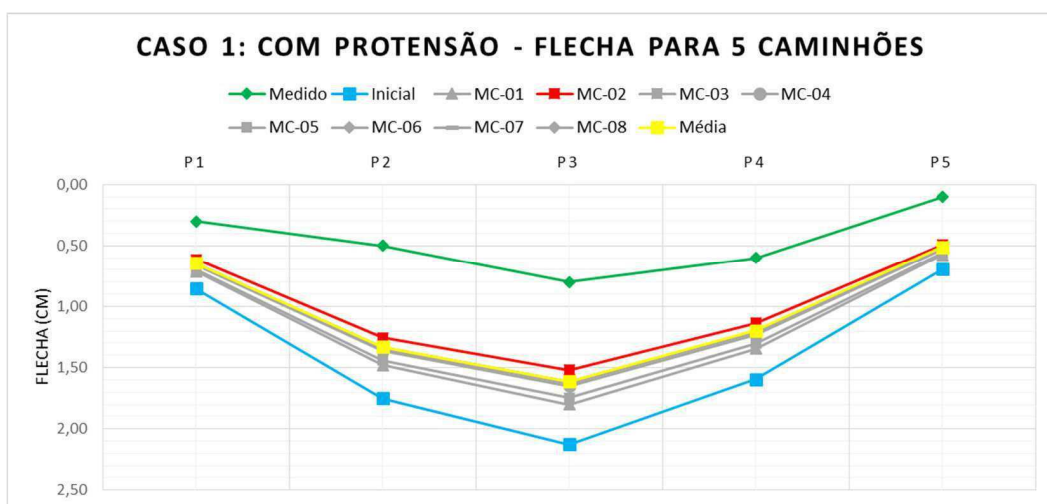


Figura 29: Flecha para o carregamento com 5 caminhões

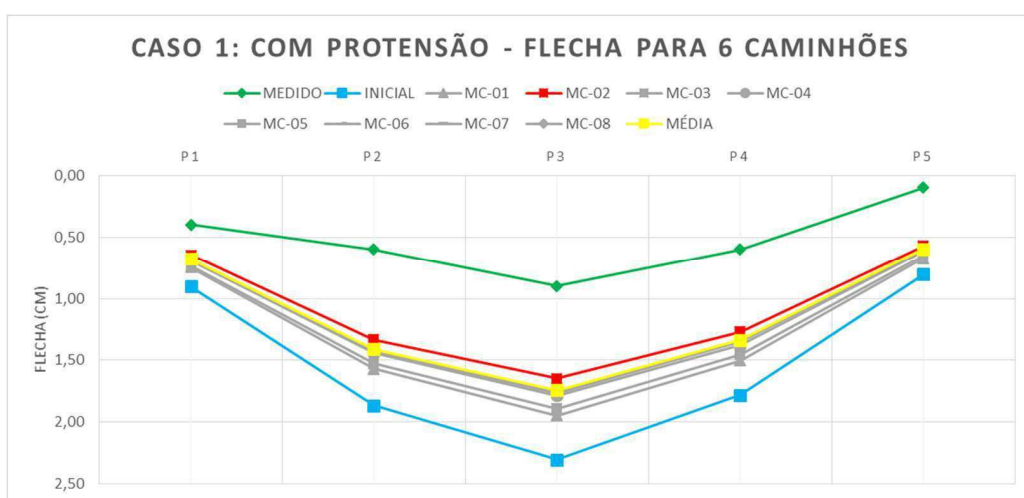


Figura 30: Flecha para o carregamento com 6 caminhões

Assim como foi observado nas frequências para cada um dos modelos otimizados, os resultados da prova de carga apresentaram, apesar de pequenas, variações perceptíveis entre os 8 modelos.

7.4.2 Simulação da prova de carga no modelo calibrado sem a consideração da protensão

As Figuras 31 à 34 apresentam os resultados da simulação da prova de carga estática nos modelos otimizados para o caso sem a consideração da protensão. Para todos os casos de carregamento analisados (3, 4, 5 e 6 caminhões) o modelo calibrado apresentou comportamento mais próximo ao resultado da prova de carga, se comparado ao do modelo inicial.

Diferentemente do observado para o caso com protensão, e de acordo com o resultado obtido para as frequências naturais, todos os modelos (inclusive a média) apresentaram resultados muito próximos entre si.

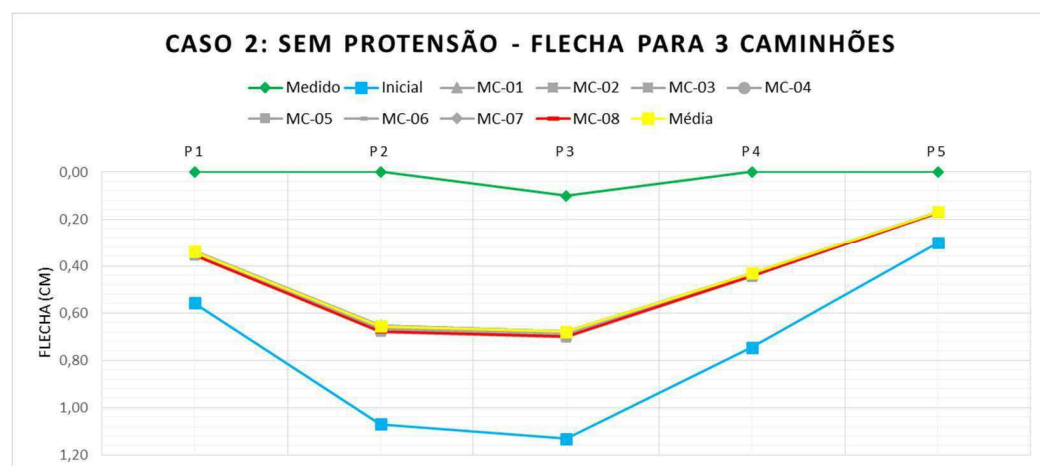


Figura 31: Flecha para o carregamento com 3 caminhões

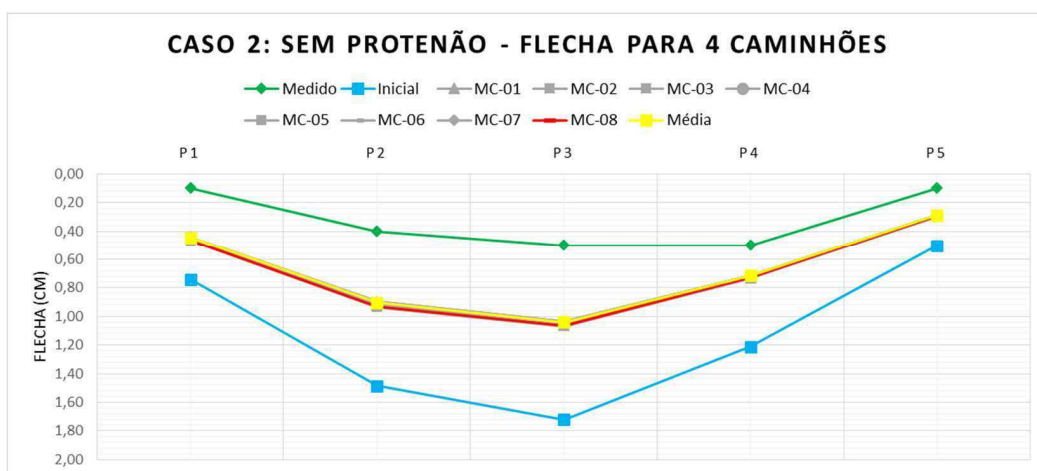


Figura 32: Flecha para o carregamento com 4 caminhões

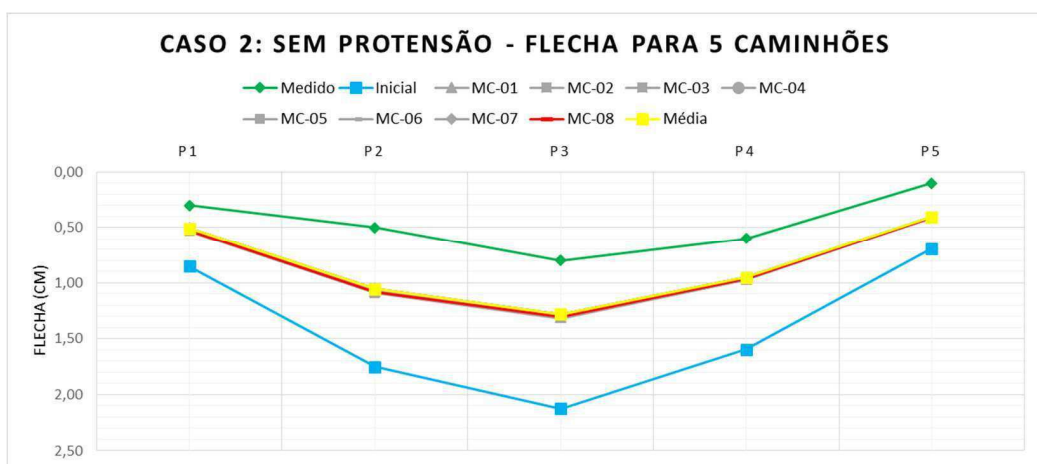


Figura 33: Flecha para o carregamento com 5 caminhões

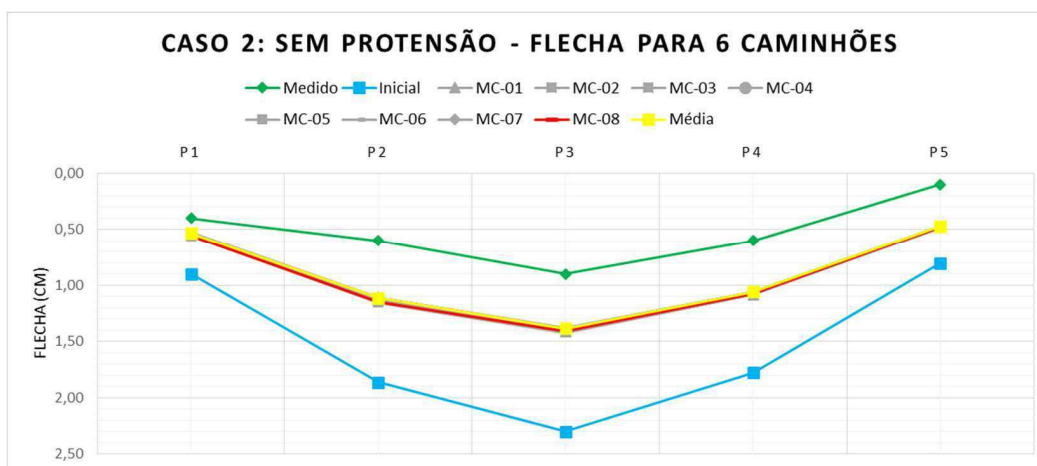


Figura 34: Flecha para o carregamento com 6 caminhões

Ao contrário do observado no caso com protensão, o modelo com menor erro nas frequências não apresentou a curva de deslocamento mais próxima à da estrutura. Entretanto a diferença entre as curva é muito pequena ficando na casa de décimos de milímetro.

7.4.3 Comparação entre os casos com e sem protensão

As Figuras 35 à 38 apresentam a comparação do desempenho dos modelos ótimos dos casos com e sem protensão durante a simulação da prova de carga estática. Para todos os casos de carregamento analisados o modelo sem protensão apresentou valores mais próximos à prova de carga estática quando comparado ao modelo com protensão.

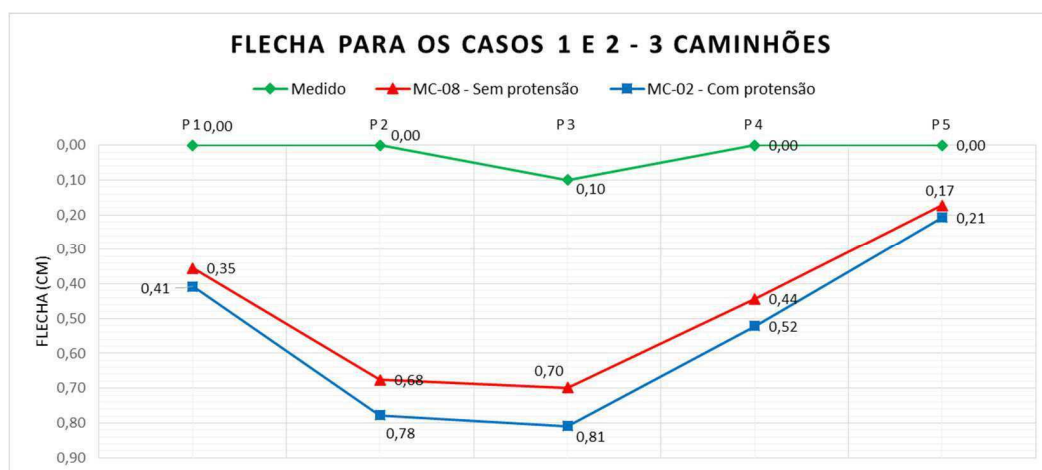


Figura 35: Comparativo entre os modelos com e sem protensão para o carregamento com 3 caminhões.

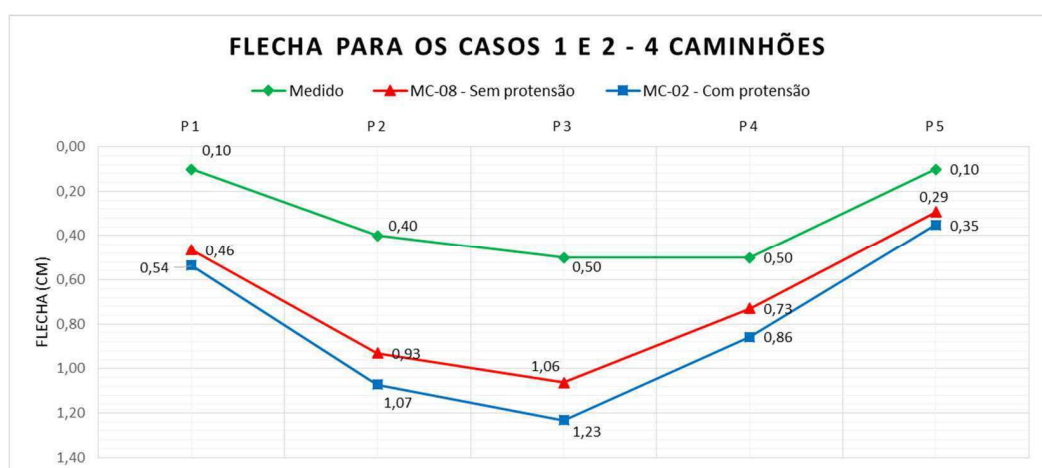


Figura 36: Comparativo entre os modelos com e sem protensão para o carregamento com 4 caminhões.

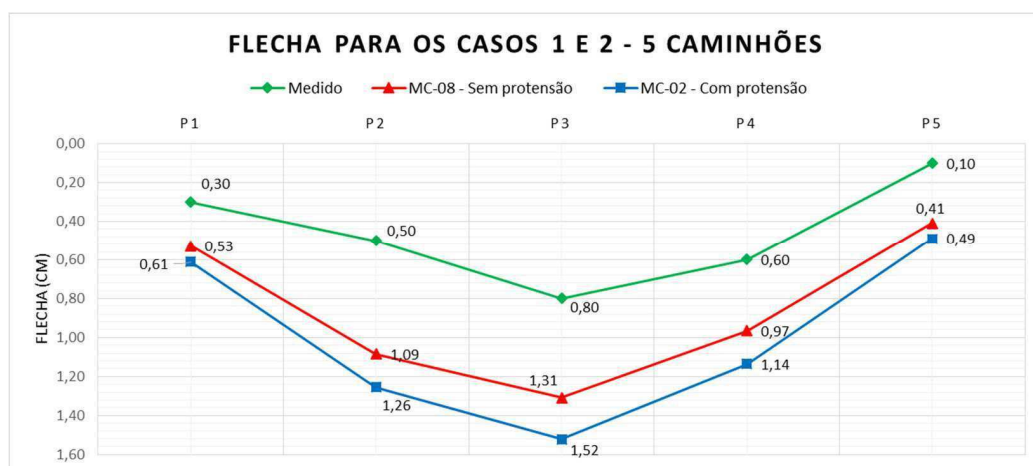


Figura 37: Comparativo entre os modelos com e sem protensão para o carregamento com 5 caminhões.

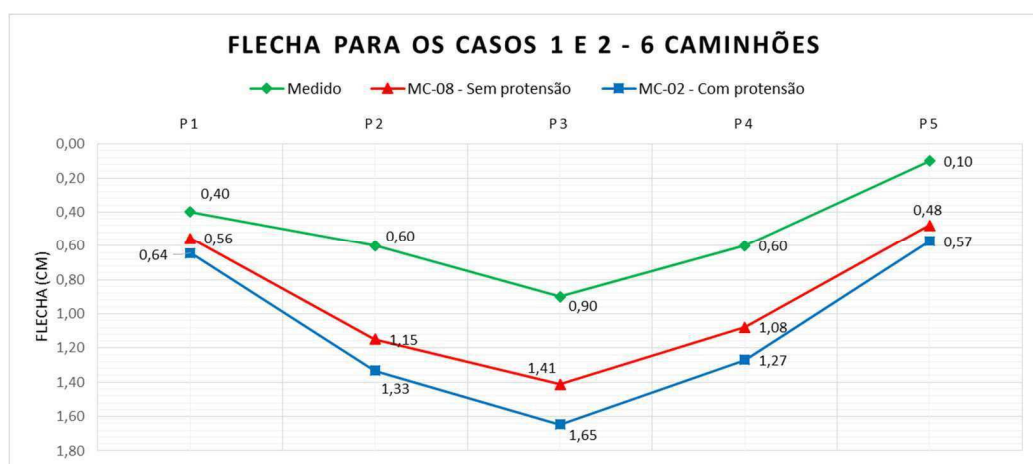


Figura 38: Comparativo entre os modelos com e sem protensão para o carregamento com 6 caminhões.

A tabela 17 mostra a correlação entre as frequências dos modelos ótimos para os casos com e sem protensão em relação às frequências naturais experimentais. Apesar de apresentar correlação ligeiramente superior, o modelo com protensão (MC-02) apresentou desempenho inferior na simulação da prova de carga estática quando comparado ao modelo sem a consideração da protensão.

Tabela 17: Comparação entre as correlações obtidas para os modelos mais bem sucedidos em cada caso.

Modelo	Correlação
MC-02 (Com protensão)	0,9968
MC-08 (Sem protensão)	0,9961

Na ausência dos dados relativos aos modos de vibração da estrutura e, conseqüentemente, com a impossibilidade de utilizar índices como o MAC (Critério de garantia modal – do inglês Modal Assurance Criteria), foi utilizado o coeficiente de correlação para a determinação de qual modelo mais se aproximou da estrutura. Entretanto, a análise de correlação avalia o vetor de frequências como um todo e não possui um significado físico para o caso em questão. Assim, o modelo obtido não necessariamente apresenta o menor erro para todas as frequências. Isso faz com que o desempenho desse modelo na simulação da prova de carga estática possa ser inferior a um outro que não foi considerado como o mais bem calibrado pois esse último conseguiu melhores resultados para as frequências mais relacionadas com os parâmetros que governam a flexão.

As flechas obtidas para os modelos iniciais são praticamente idênticas o que indica que a protensão não interfere nos deslocamentos no cálculo realizado pelo software utilizado, mesmo quando a análise é não linear. Dessa forma, uma vez que o modelo protendido se mostrou mais sensível às variações dos diversos parâmetros, não foi necessária grande variação no modo de elasticidade como foi o caso do modelo sem protensão o que, juntamente com o mencionado no parágrafo anterior, colabora para as maiores flechas apresentadas pelo modelo com protensão calibrado.

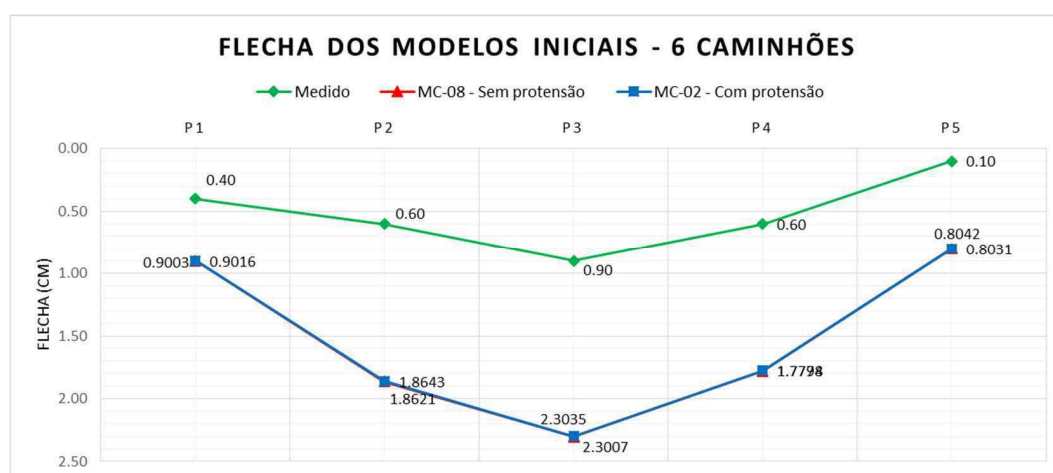


Figura 39: Comparação entre as flechas dos modelos iniciais com e sem protensão.

7.4.4 O efeito da protensão e o processo de calibração

Conforme abordado no item 2.2 deste texto, são várias as hipóteses, algumas divergentes entre si, para explicar o efeito da protensão nas frequências naturais. A seguir, são apresentadas algumas considerações sobre o nosso entendimento a respeito da influência da protensão nas frequências naturais com o objetivo de explicar os dados obtidos.

Quando se trata de uma viga em concreto, o principal efeito da protensão nas frequências naturais acontece quando esta é capaz de impedir a fissuração das seções fazendo com que trabalhem no estágio 1 ou mesmo reduzir o nível de fissuração da seção. Assim, a rigidez da peça é bastante superior à rigidez da viga não protendida e fissurada. Entretanto, é importante salientar que em alguns casos o carregamento atuante na viga não é suficiente para provocar a fissuração e, por isto o ganho de rigidez devido à força de protensão é pequeno ou inexistente. Nesse caso, no entanto, sendo uma viga em concreto armado, se em algum momento da vida da estrutura o carregamento, mesmo que por curto período de tempo, foi tal que provocou a fissuração das seções, essas ali permanecerão reduzindo a rigidez e, conseqüentemente, a frequência natural medida.

Uma outra possibilidade é o nível de protensão ser tal que, para um determinado carregamento, a viga, mesmo protendida, apresente fissuras que provocam redução na rigidez. Mas nesse caso, a redução na rigidez não deve ser a mesma de uma viga não protendida, pois ainda existe o efeito benéfico da protensão. Trata-se, portanto, de um caso intermediário.

Segundo TIMOSHENKO (1937), a frequência natural de cada modo de uma viga sofre uma redução proporcional ao seguinte fator:

$$\mu = \sqrt{1 - \frac{\alpha^2}{i^2}} \quad (7.2)$$

$$\alpha^2 = \frac{Pl^2}{EI\pi^2} \quad (7.3)$$

Com:

i : Número do modo de vibração;

Quando a carga P se aproxima da carga crítica vale a equação 7.4:

$$\alpha^2 = \frac{\left(\frac{EI\pi^2}{l^2}\right)l^2}{EI\pi^2} = 1 \quad (7.4)$$

Com isso a frequência do modo se aproxima de zero pois o equilíbrio passa a ser instável e a viga flamba lateralmente.

No nosso entendimento, a presença de uma força normal (no caso específico de protensão) leva, inicialmente, a um aumento nas frequências naturais devido ao fechamento das fissuras. A medida que a força vai aumentando, após garantir que a seção não esteja fissurada, pouca diferença será observada nas frequências naturais. Contudo, à medida que a força se aproxima da carga crítica, as frequências vão ser reduzidas em função da aproximação da estrutura dos casos de instabilidade.

No modelo em elementos finitos elaborado, as frequências naturais do caso que considerou a protensão foram, para o modelo inicial, superiores às obtidas no caso sem protensão. A análise realizada pelo software é em regime elástico e, com isso, a redução da rigidez devido à fissuração não foi considerada para o caso sem protensão. Dessa forma, as frequências superiores encontradas no modelo inicial considerando a protensão se deve a um pequeno aumento na rigidez da estrutura em função dos deslocamentos produzidos pelo carregamento da protensão.

O processo de calibração mostrou que independente da consideração ou não da protensão no modelo, o ajuste das variáveis foi tal que ambos os modelos apresentaram o mesmo resultado final. Esse resultado evidencia a robustez do método pois, mesmo que os dados não tenham sido coletados (devido às limitações técnicas) de acordo com as práticas recomendadas pelos diversos autores, o processo de calibração foi capaz de ajustar dois modelos iniciais distintos aos dados coletados.

8 CONCLUSÃO

O objetivo principal deste trabalho foi a obtenção de um modelo em elementos finitos calibrado a partir das frequências naturais experimentais e o teste deste modelo pela simulação da prova de carga estática. Para tal foram obtidas as frequências naturais da estrutura e, por meio de um processo de otimização, foram calibrados dois modelos um considerando os efeitos da protensão e outro sem esta consideração. Por fim, a prova de carga estática foi simulada nos modelos calibrados.

Apesar dos modelos calibrados apresentarem frequências que divergiam até 17,64% das frequências experimentais, consideramos que a calibração foi realizada com sucesso, pois os modelos calibrados apresentaram melhor desempenho na simulação da carga estática quando comparados com os modelos iniciais. Fica claro, no entanto, que a qualidade dos dados de entrada isto é, das frequências obtidas a partir da estrutura, é fundamental para que se possa tirar o máximo de proveito dessa técnica. A possível existência de valores de frequências que não correspondem à frequências reais da estrutura provoca perturbações no processo de calibração e prejudica o resultado.

O processo de calibração se mostrou eficiente uma vez que modelos diferentes foram calibrados até apresentarem uma resposta semelhante entre si. Esse resultado evidencia a robustez da técnica face ao fato de que os dados de entrada (frequências medidas da estrutura) pecam em qualidade, pois não se seguiu completamente todas as recomendações para a medição das acelerações. Em vista disso, é inegável a viabilidade da utilização desta técnica para a caracterização de estruturas existentes principalmente daquelas nas quais informações como o projeto estrutural ou mesmo de “as built” não estão disponíveis.

As diferenças que foram observadas na simulação da prova de carga estática entre os dois modelos calibrados (com e sem protensão) é evidente. Essa diferença se deu em função dos dois modelos não apresentarem erros exatamente iguais para cada uma das frequências. Assim, como algumas frequências são mais relacionadas com o comportamento de flexão que outras, o modelo que melhor otimizou estas frequências apresentou melhor resultado na prova de carga estática. É importante observar que a possível existência de valores de frequências experimentais que não

representam frequências reais pode ter interferido no processo de calibração. Ainda assim, os valores dos deslocamentos da estrutura utilizados como referência foram fornecidos por terceiros, de modo que não foi possível garantir o controle e a correta medição dos deslocamentos durante a prova de carga. A diferença entre os resultados da prova de carga estática realizada e simulada pode ser devido ao efeito do tempo nas propriedades dos materiais constituintes da estrutura e, assim, pode-se dizer que a estrutura da qual foram obtidas as frequências não possui mais as mesmas propriedades da estrutura que foi submetida à prova de carga estática.

A determinação e correta correlação de cada frequência com cada modo só é mais precisa quando a coleta de dados segue a metodologia recomendada na literatura. Dessa forma, com os dados coletados não há como ter certeza se um valor de frequência atribuído a um modo de vibração é um valor real ou se está mesmo relacionado àquele modo. De posse destas informações o processo de calibração se torna muito mais eficiente pois pode se otimizar duas funções objetivo simultaneamente, uma relativa às frequências e a outra relativa aos modos de vibração.

Apesar da grande divergência existente na literatura sobre os efeitos da protensão nas frequências naturais, para os objetivos deste trabalho a consideração da força de protensão poderia ter sido dispensada. Isso porque pode-se dizer que, assim como aconteceu com as intervenções realizadas no reforço estrutural, o processo de calibração transformou os efeitos da protensão em uma soma dos parâmetros elencados para a realização da calibração. Dessa forma, em função dos parâmetros escolhidos para a calibração, esses podem ser ajustados em uma combinação tal que possibilite a estrutura apresentar comportamento próximo ao da estrutura real. Fica clara a importância de uma análise técnica criteriosa e do entendimento do comportamento da estrutura na escolha destes parâmetros pois a escolha errada, ou mesmo de um número insuficiente de parâmetros, pode prejudicar a calibração.

Da forma com que este trabalho foi realizado e de posse somente dos dados analisados, não é possível fazer qualquer inferência relativa às condições de integridade da estrutura. Para a obtenção dessas informações é necessário que exista um linha de base isto é, um modelo calibrado ou mesmo informações modais da estrutura, que podem ser tomados como referência em uma análise futura.

Entretanto, a análise modal operacional como foi aplicada neste trabalho é de grande utilidade quando se faz necessário determinar o comportamento de uma estrutura existente para auxiliar na tomada de decisões sobre a viabilidade, possibilidade e necessidade de realização de intervenções na estrutura.

Como sugestão para trabalhos futuros e com os objetivos de aumentar o conhecimento da estrutura em questão e de desenvolver um procedimento estruturado para coleta de dados e calibração dos modelos sugerimos:

- Aplicar o método de calibração adotado neste trabalho em outras estruturas;
- Realizar um acompanhamento periódico da estrutura a fim de identificar alterações modais em função na variação de fatores climáticos e possíveis patologias que venham a surgir;
- Realizar a coleta de dados com a utilização de menos pontos de medição e menor tempo de coleta, no entanto, com a utilização de acelerômetros sincronizados a fim de otimizar o processo;
- Implementação de algoritmo computacional que realize automaticamente ajustes no modelo numérico para viabilizar a utilização de mais variáveis e permitir ajustes mais precisos no modelo durante o processo de calibração.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188:2013: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.** Rio de Janeiro, 2013.

ALTUNISIK, A. C.; BAYRAKTAR, A.; SEVIM, B. **Operational modal analysis of a scaled bridge model using EFDD and SSI methods.** Indian Journal of Engineering and Materials Sciences, v. 19, n. 5, p. 320–330, 2012.

BAYRAKTAR, A.; BIRINCI, F.; ALTUNISIK, A. C.; TÜRKER, T.; BARIS, S. **Finite element model updating of Senyuva historical arch bridge using ambient vibration tests.** Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, v. 4, n. 4, p. 177–185, 2009.

BAYRAKTAR, A.; TÜRKER, T.; TADLA, J.; KURSUN, A.; ERDIS, A. **Static and dynamic field load testing of the long span Nissibi cable-stayed bridge.** Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 94, p. 136–157, 2017.

BRINCKER, R.; ANDERSEN, P. **Understanding Stochastic Subspace Identification** Department of Structural and Environmental Engineering. Environmental Engineering, 2006.

BRINCKER, R.; ANDERSEN, P.; CANTIENI, R. **Identification and Level 1 Damage Detection of the Z24 Highway Bridge by Frequency Domain Decomposition.** Experimental techniques, v. 25, n. 6, p. 51–57, 2001.

BRINCKER, R.; VENTURA, C. E. **Introduction to Operational Modal Analysis.** [s.l.] Wiley Blackwell, 2015.

CABBOI, A.; GENTILE, C.; SAISI, A. **Vibration-based SHM of a centenary bridge: a comparative study between two different automated OMA techniques.** n. July, p. 1461–1468, 2014.

CAETANO, E.; BRINCKER, R.; ANDERSEN, P. **Identification From the Natural Response of Vasco da Gama Bridge.** p. 1–8, 2004.

CASTRO-TRIGUERO, R. et al. **Optimal sensor placement methodology for operational modal system identification of a hyperbolic paraboloidal fabric.** EWSHM - 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, p. 1608–1615, 2014.

CIGADA, A.; CAPRIOLI, A.; VANALI, M. **Experimental investigation of the pre-tension effects on the modal parameters of a slender pre-tensioned**

concrete beam. Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series, v. 4, 2011.

CURADELLI, R. O; RIERA, J. D.; AMBROSINI, D.; AMANI, M. G. **Damage detection by means of structural damping identification.** Engineering Structures, v. 30, n. 12, p. 3497–3504, 2008.

CURY, A.; CREMONA, C.; DUMOULIN, J. **Long-term monitoring of a PSC box girder bridge: Operational modal analysis, data normalization and structural modification assessment.** Mechanical Systems and Signal Processing, v. 33, p. 13–37, 2012.

FARAHANI, R. V.; PENUMADU, D. **Damage identification of a full-scale five-girder bridge using time-series analysis of vibration data.** Engineering Structures, v. 115, p. 129–139, maio 2016.

FERRARI, V. J; VAREDA, L. V.; HANAI, J. B.; TAKEYA, T. **Avaliação estática e dinâmica do desempenho estrutural de viaduto em concreto armado.** Minerva Pesquisa e Tecnologia, v. 4, n. 1, p. 95–112, 2003.

FROSTING, Y.; HAMED, Y. **Natural frequencies of bonded and unbonded prestressed beams - prestress force effects.** Journal of Sound and Vibration. v. 295. p. 28-39. 2006.

GHALISHOOYAN, M.; SHOOSHTARI, A. **Operational modal analysis techniques and their theoretical and practical aspects: a comprehensive review and introduction.** IOMAC 15. 2015.

HAMED, E.; FROSTIG, Y. **Natural frequencies of bonded and unbonded prestressed beams-prestress force effects.** Journal of Sound and Vibration, v. 295, n. 1–2, p. 28–39, 2006.

HO, D. D.; KIM, J. T.; STUBBS, N.; PARK, W. S. **Prestress-Force Estimation in PSC Girder Using Modal Parameters and System Identification.** Advances in Structural Engineering. v. 14, n. 6. 2012.

JANG, J.; LEE, H.; HWANG, K. **Prediction of Prestress Force on Grouted Tendon by Experimental Modal Analysis.** Dynamics of Civil Structures. v. 4. Proceedings of the 28th IMAC. 2011.

KIM, J. T. YUN, C. B.; RYU, Y. S.; CHO, H. M. **Identification of prestress-loss in PSC beams using modal information.** Structural Engineering and Mechanics, v. 17, n. 3–4, p. 467–482, 2004.

- LAW, S. S.; LU, Z. R. **Time domain responses of a prestressed beam and prestress identification.** Journal of Sound and Vibration, v. 288, n. 4–5, p. 1011–1025, 2005.
- 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.
- MOVVA, G.; WAN, Y; FU, S; WU, H. F. **Optimal sensor placement for structural health monitoring: a comparative study between the control engineering and civil engineering approaches.** (T. Y. Yu et al., Eds.) 11 abr. 2013
- NOBLE, D.; NOGAL, M.; O'CONNOR, A.; PAKRASHI, V. **The effect of prestress force magnitude and eccentricity on the natural bending frequencies of uncracked prestressed concrete beams.** Journal of Sound and Vibration, v. 365, p. 22–44, 2016.
- RODRIGUES, J. **Identificação Modal Estocástica Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil.** Dissertação de Doutorado, Universidade do Porto; Faculdade de Engenharia. 2004.
- RODRIGUES, J.; LEDESMA, M. **Operational Modal Analysis for Structural Condition Evaluation of a Bridge.** IOMAC-IV . 2010.
- RYTTER, A. **Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures.** Fracture and Dynamics n. 44, v. R9314. 1993.
- SAMPAIO, R. P. C.; MAIA, N. M. M.; SILVA, J. M. M. **Damage Detection Using the Frequency-Response-Function Curvature Method.** Journal of Sound and Vibration, v. 226, n. 5, p. 1029–1042, 1999.
- SORIANO, H. L. **Introdução à dinâmica das estruturas.** 1. ed. Elsevier. 2014.
- TIMOSHENKO, S. **Vibration Problems in Engineering.** Second Edi ed. [s.l.] D. Van Nostrand Company, Inc., 1937.
- VELHO, H. F. DE C. **Solução De Um Problema Inverso Consiste Em Determinar Causas Baseado Na Observação Dos Seus Efeitos".** IV Encontro Nacional de Modelagem computacional, 2001.
- VERGARA, J. A. CASTRO-TRIGUEIRO, R.; BULLEJOS, D. **Optimal Sensor Placement for Structural Health Monitoring of Power Transmission Tower-Line Systems.** In: Springer, New York, NY, 2013. p. 415–422.
- WANG, H.; LI, A.; LI, J. **Progressive finite element model calibration of a long-**

span suspension bridge based on ambient vibration and static measurements. Engineering Structures, v. 32, n. 9, p. 2546–2556, 2010.

YAN, A.; GOLINVAL, J.-C. **Structural damage localization by combining flexibility and stiffness methods.** Engineering Structures, v. 27, n. 12, p. 1752–1761, 2005.

YI, J. H.; CHO, S.; YUN, C. B. **Two-step indirect static deflection estimation of bridges based on ambient acceleration measurements.** Experimental Techniques, v. 37, n. 3, p. 33–45, 2013.

ZHANG, Y.; LI, R. **Natural frequency of full-prestressed concrete beam.** Transactions of Tianjin University, v. 13, p. 354–359, 2007.

ZHOU, Y. PRADER, J.; WEIDNER, J.; DUBBS, N.; MOON, F.; AKTAN, E. **Structural Identification of a Deteriorated Reinforced Concrete Bridge.** v. 17, n. October, p. 774–787, 2012.

ANEXO I – Especificações técnicas do sensor acelerômetro

Principle	The sensing element is an analog force feedback accelerometer featuring a variable capacitance silicon bulk-micro machined 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. Micro mechanical (MEMS), force balance accelerometer (FBA)
Hysteresis	None
Dynamic range (100 Hz BW)	typ. 110 dB ($\pm 4g$)
Noise (10 to 1000 Hz)	typ. 900 ng _{rms} /√Hz
Noise (0.1 to 100 Hz)	typ. 11 mg _{rms}
Natural frequency	Frequency response DC to > 1000 Hz
Measuring range	± 4 g standart, ± 2 g
Non-linearity	< 1.5 % of full scale
Scale factor temp. drift ($\pm 2g$)	typ. <2000ppm/°C
Zero point offset drift ($\pm 2g$)	typ. < 400 μg /°C
Orientation	Traxial, horizontal (floor) mounting or vertical (wall mounting)
Self test	Test-pulse
Cross axis rejection	> 40 dB

Tabela 18: Especificações técnicas do sensor acelerômetro contido no Syscom MR3000C

ANEXO II – Dados brutos de aceleração

Figura 40: Dados brutos de aceleração para o ponto P01

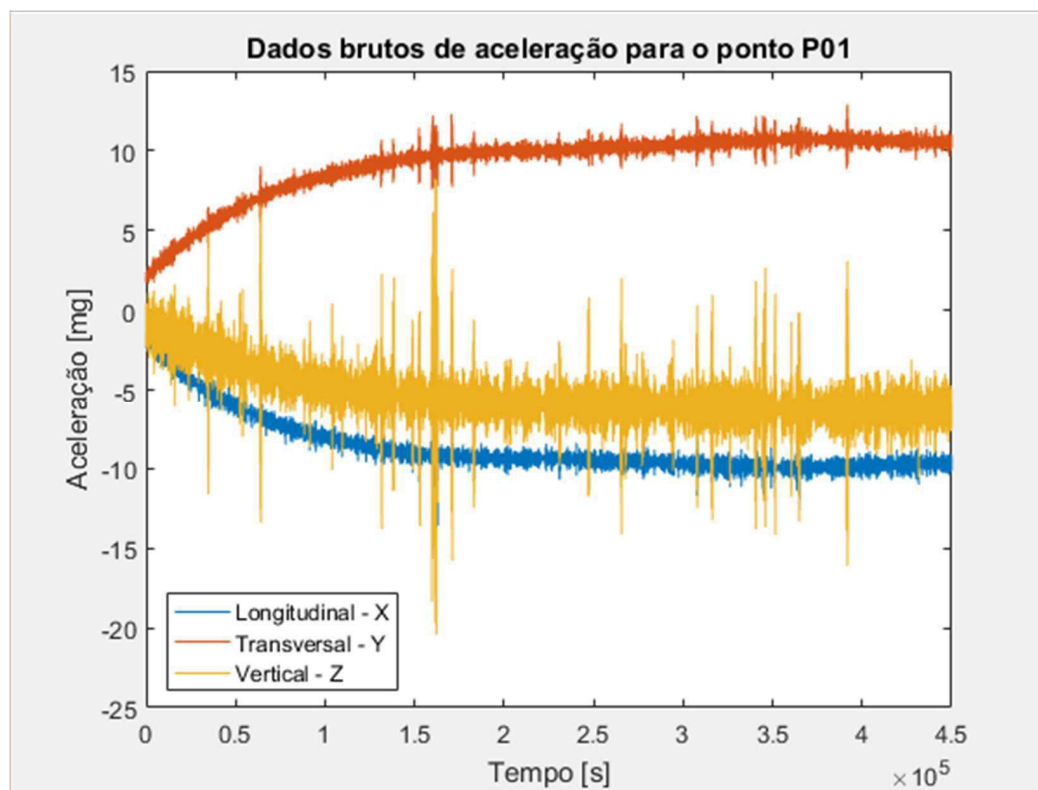


Figura 41: Dados brutos de aceleração para o ponto P02

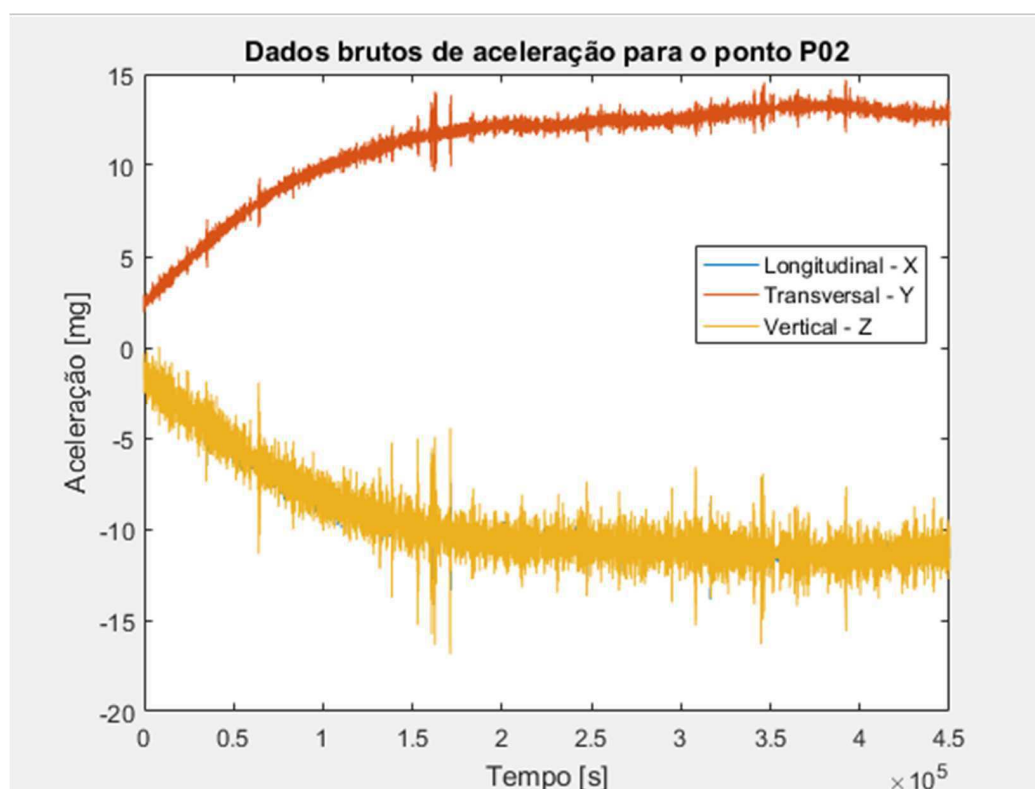


Figura 42: Dados brutos de aceleração para o ponto P03

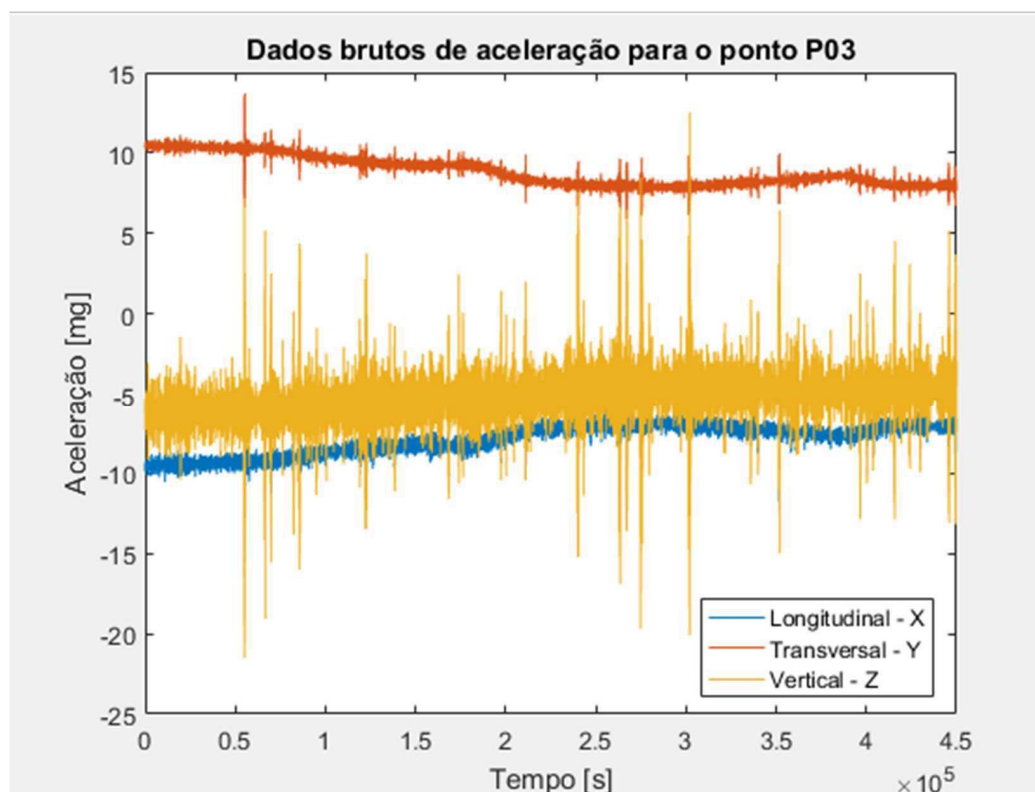


Figura 43: Dados brutos de aceleração para o ponto P04

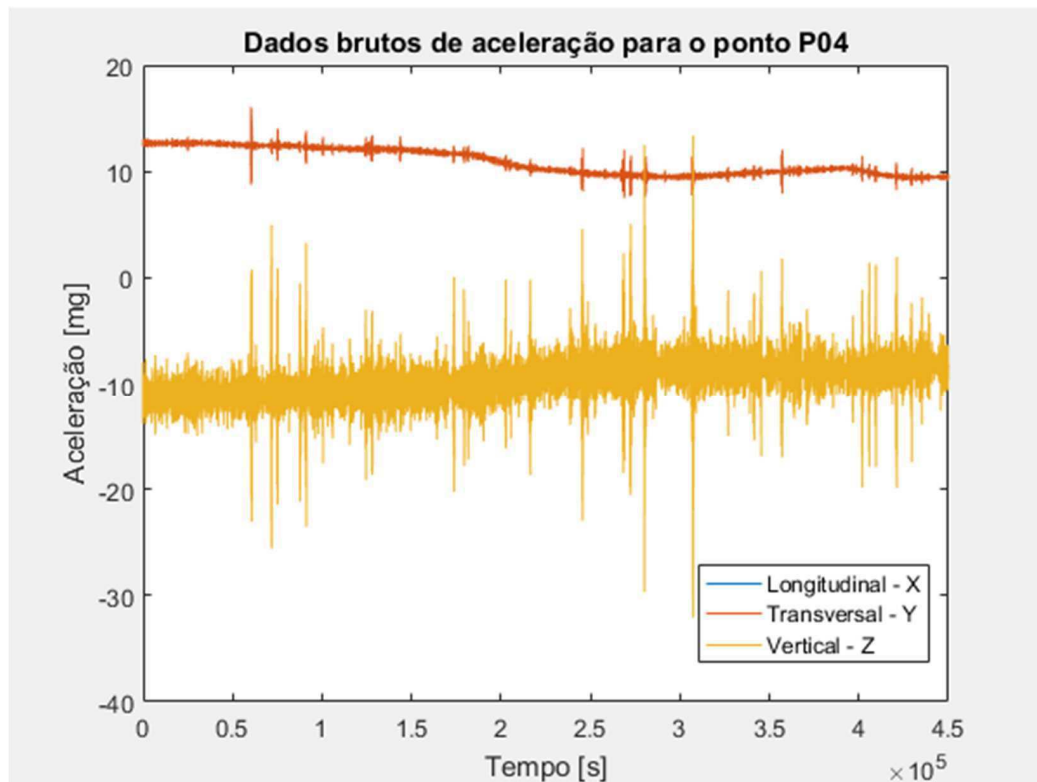


Figura 44: Dados brutos de aceleração para o ponto P05

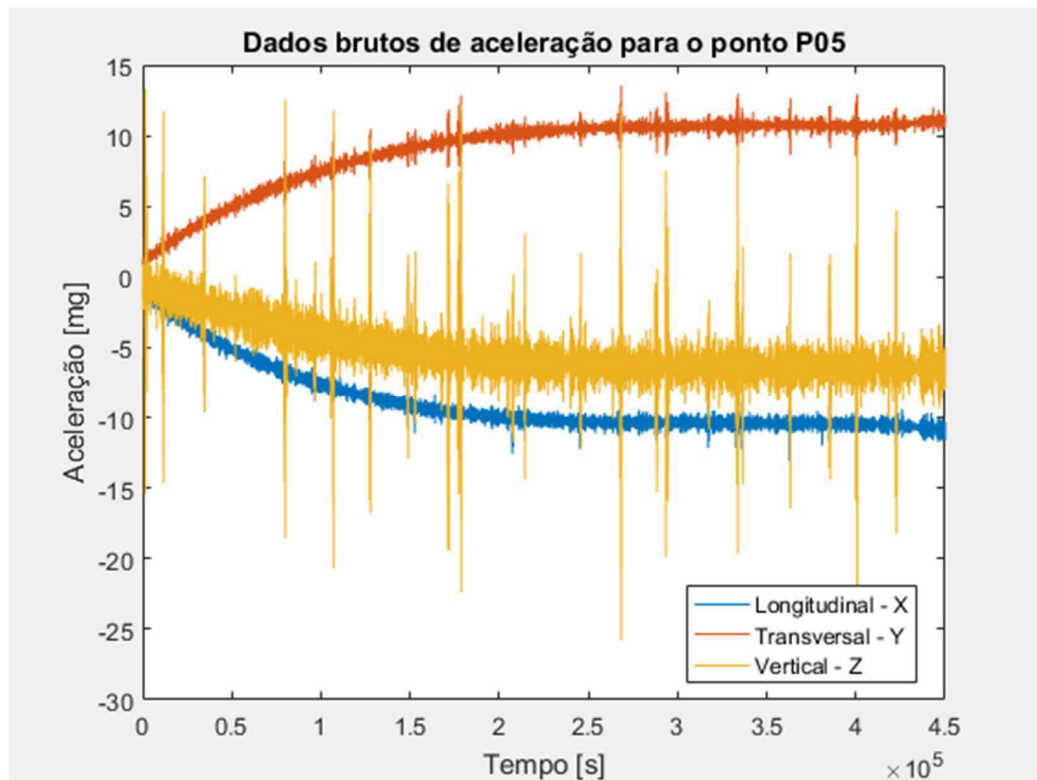


Figura 45: Dados brutos de aceleração para o ponto P06

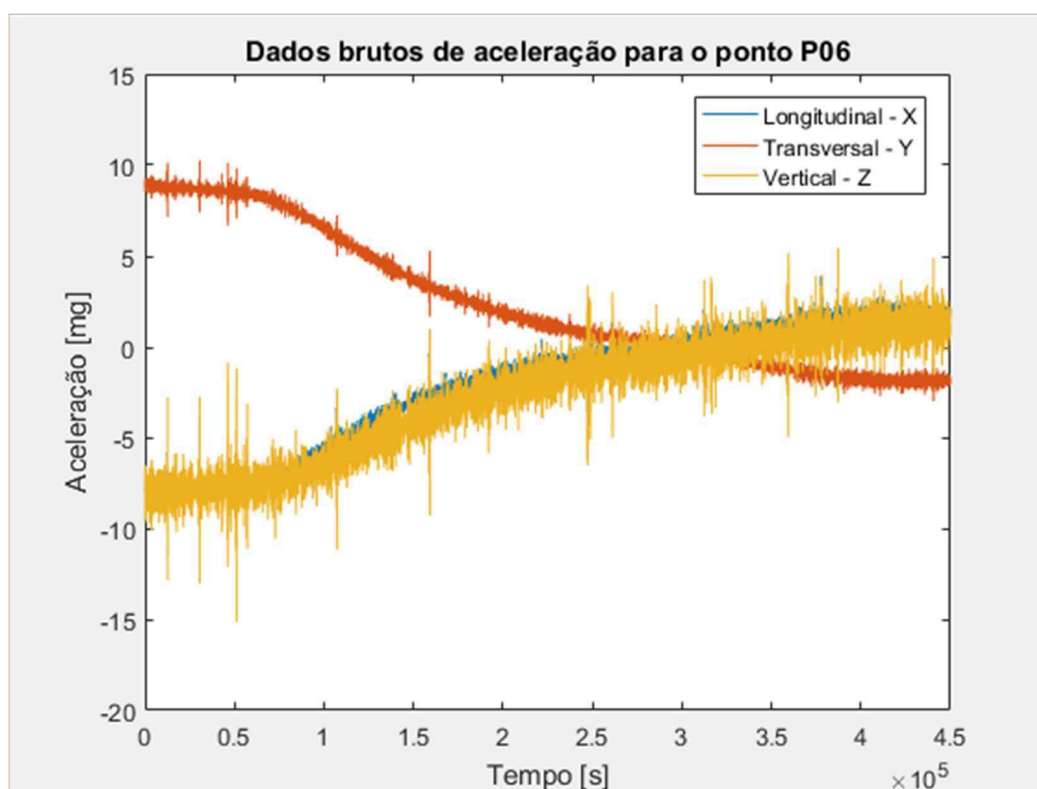


Figura 46: Dados brutos de aceleração para o ponto P07

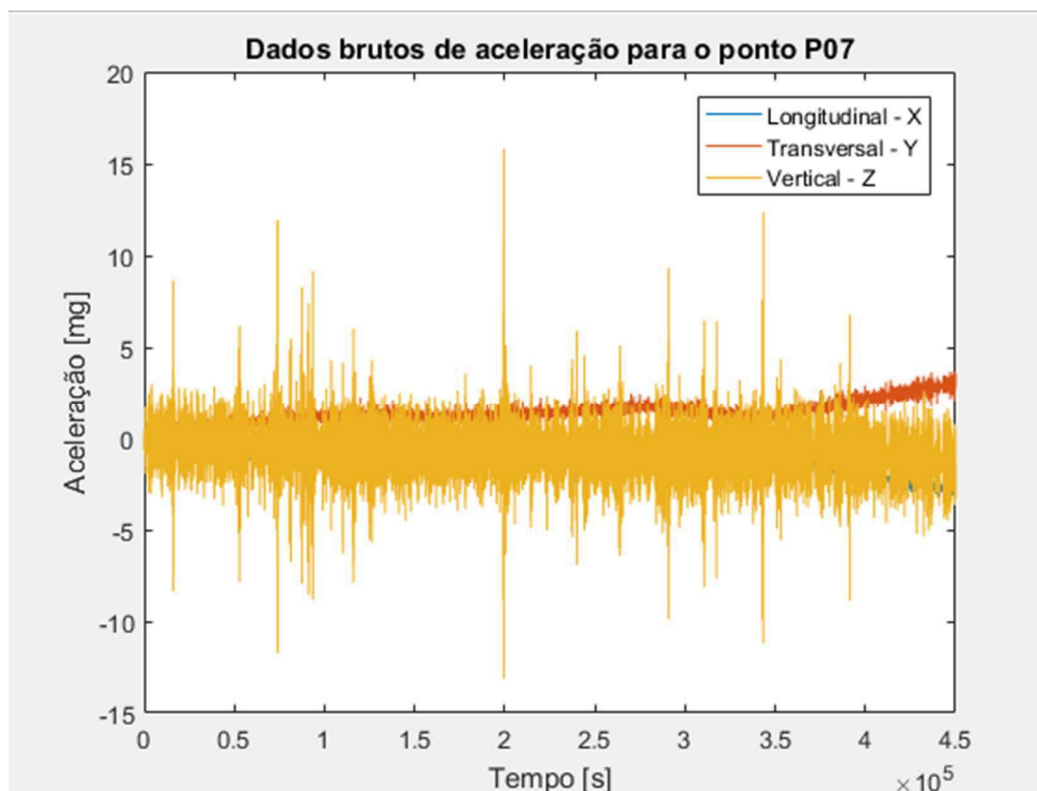


Figura 47: Dados brutos de aceleração para o ponto P08

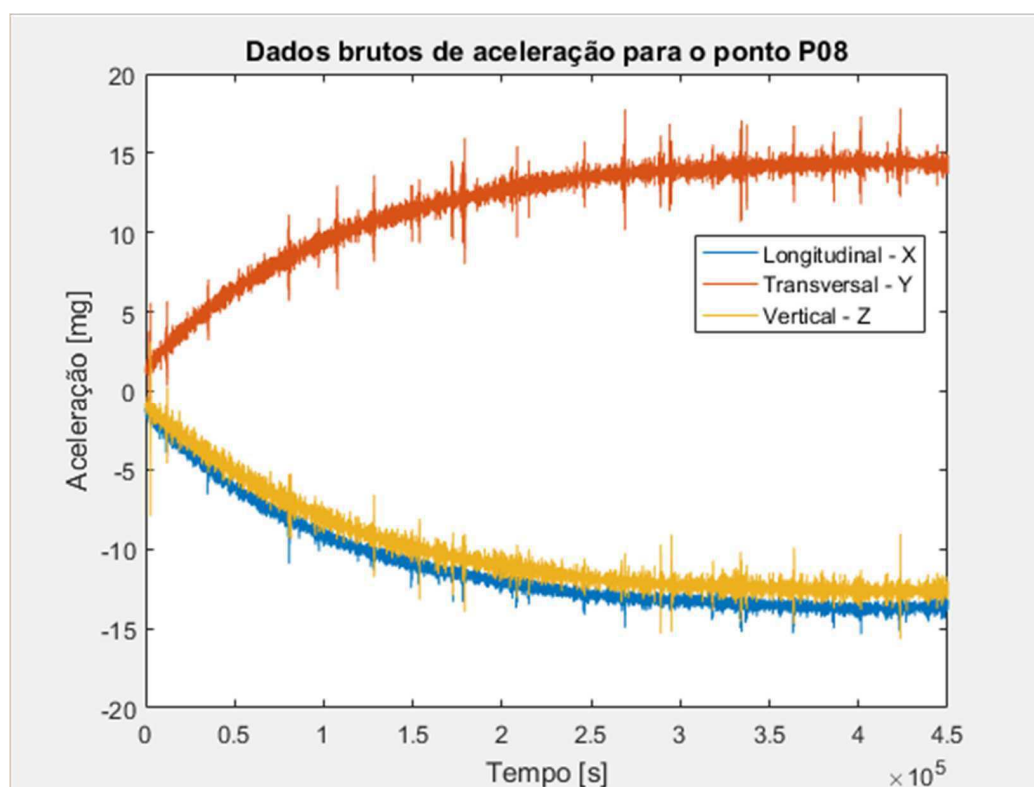


Figura 48: Dados brutos de aceleração para o ponto P09

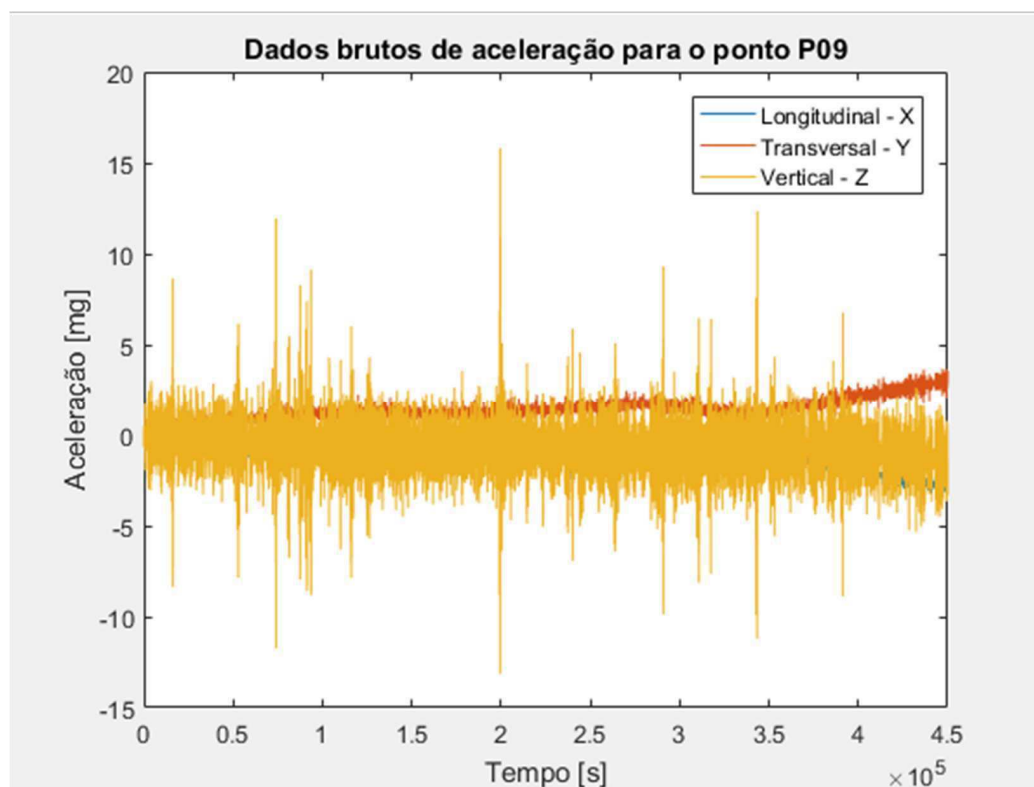


Figura 49: Dados brutos de aceleração para o ponto P10

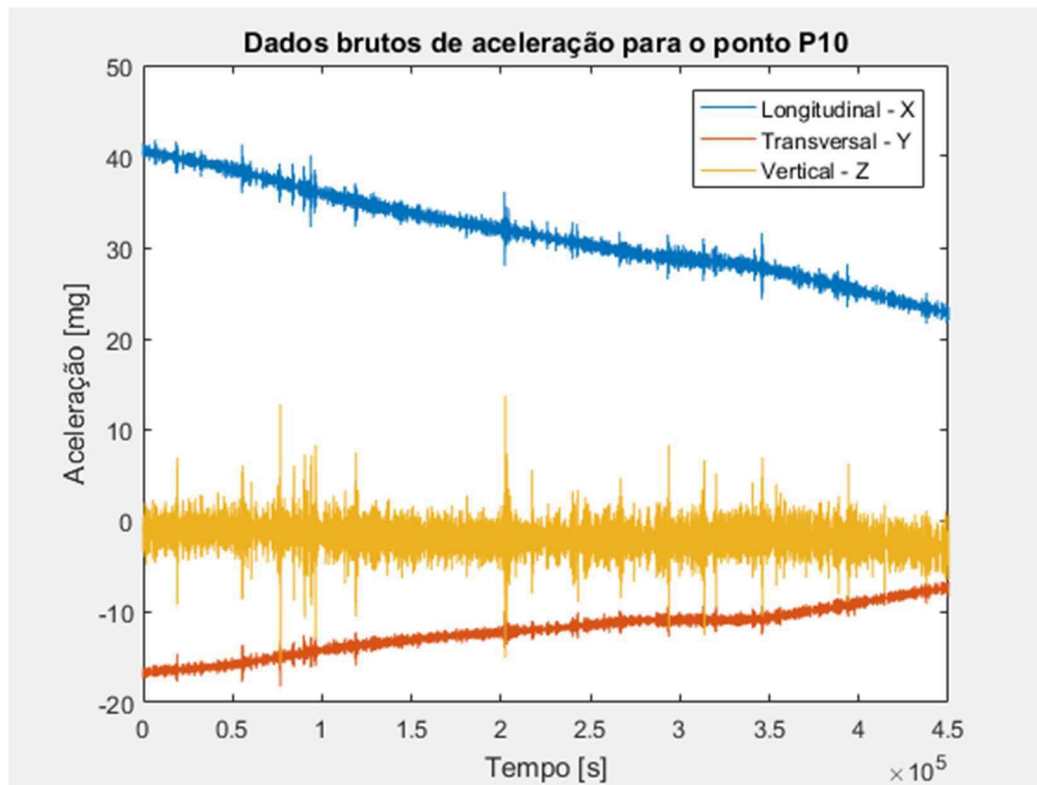


Figura 50: Dados brutos de aceleração para o ponto P11

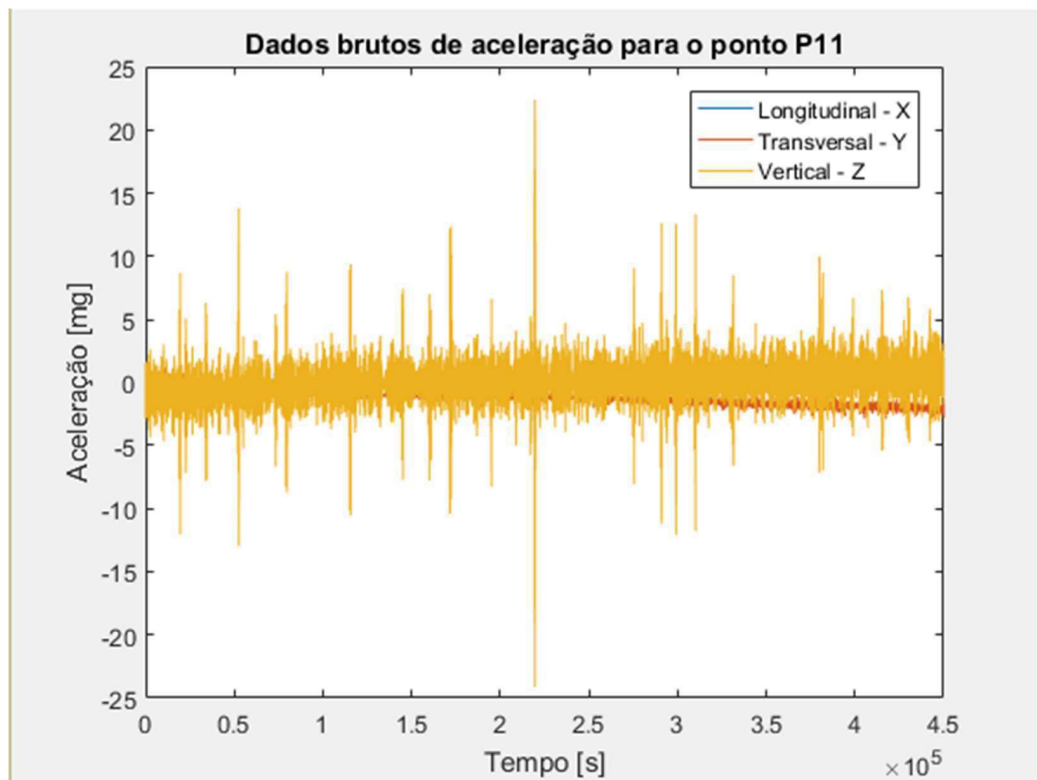


Figura 51: Dados brutos de aceleração para o ponto P12

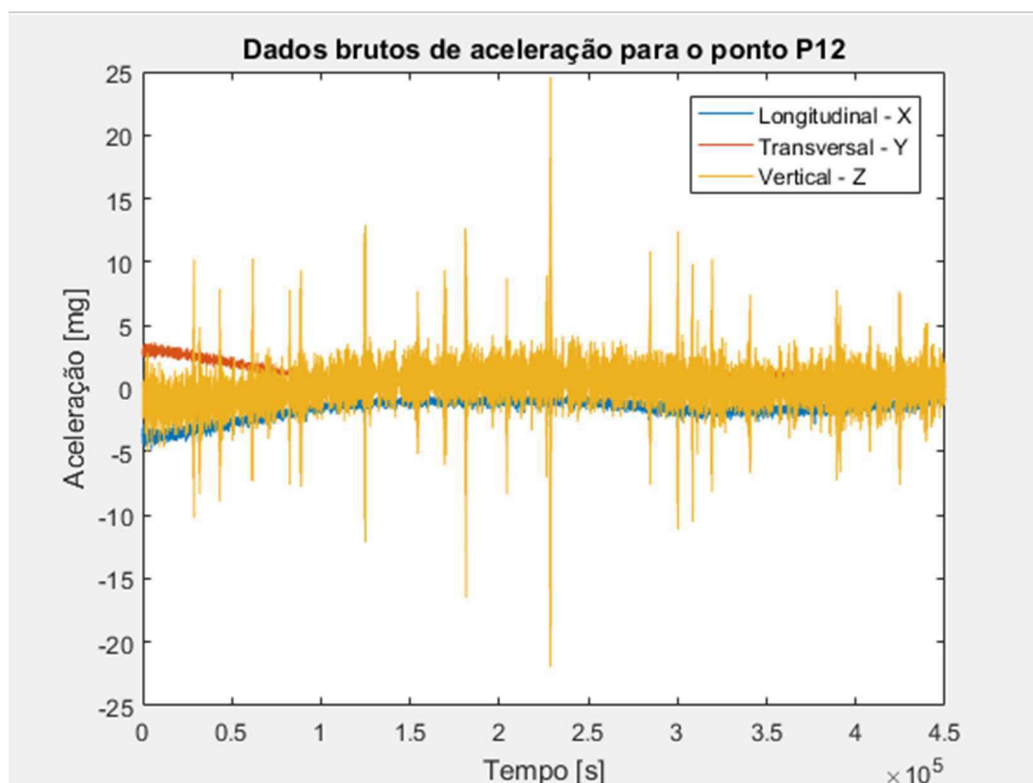


Figura 52: Dados brutos de aceleração para o ponto P13

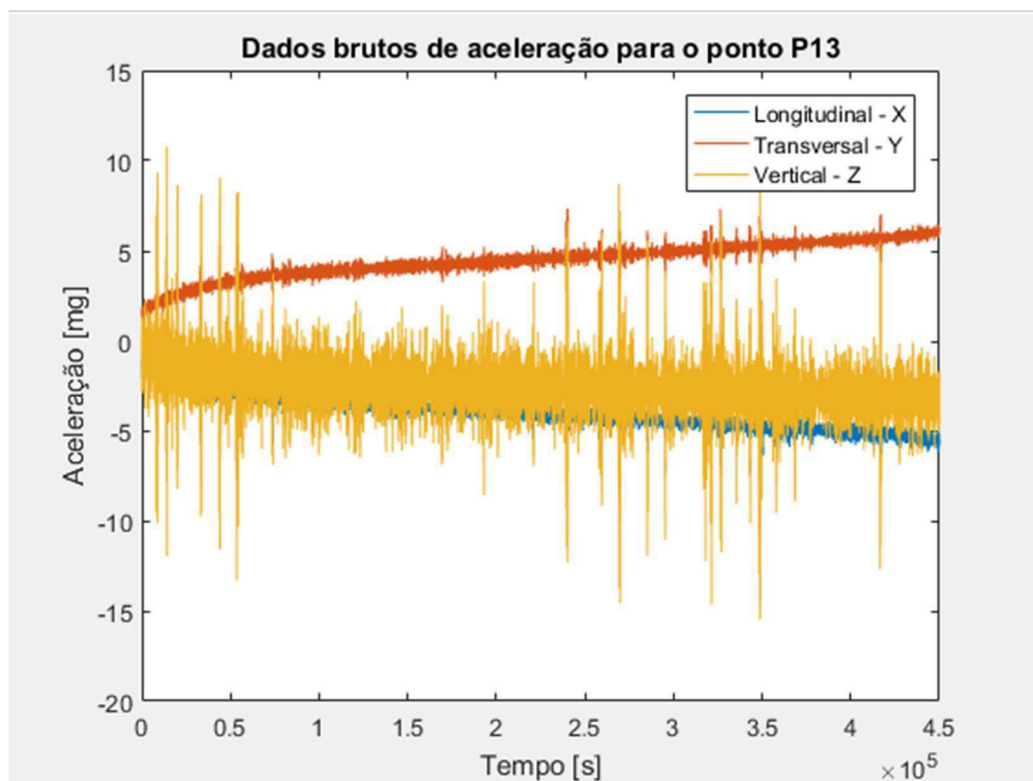


Figura 53: Dados brutos de aceleração para o ponto P14

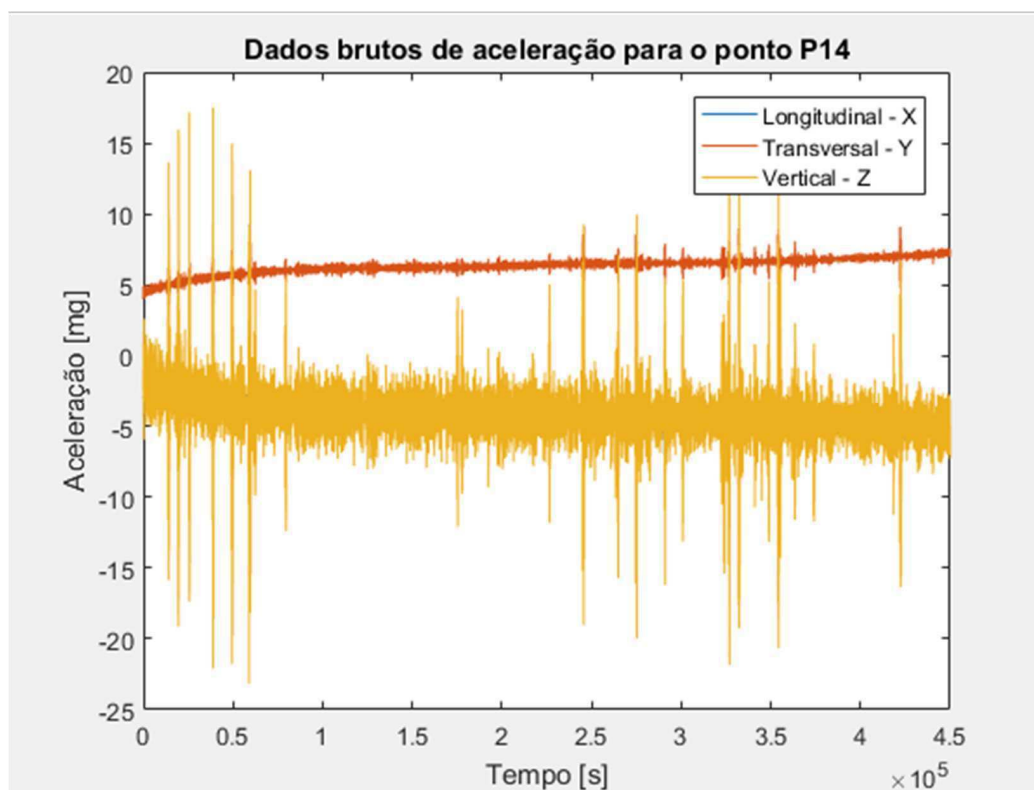


Figura 54: Dados brutos de aceleração para o ponto P15

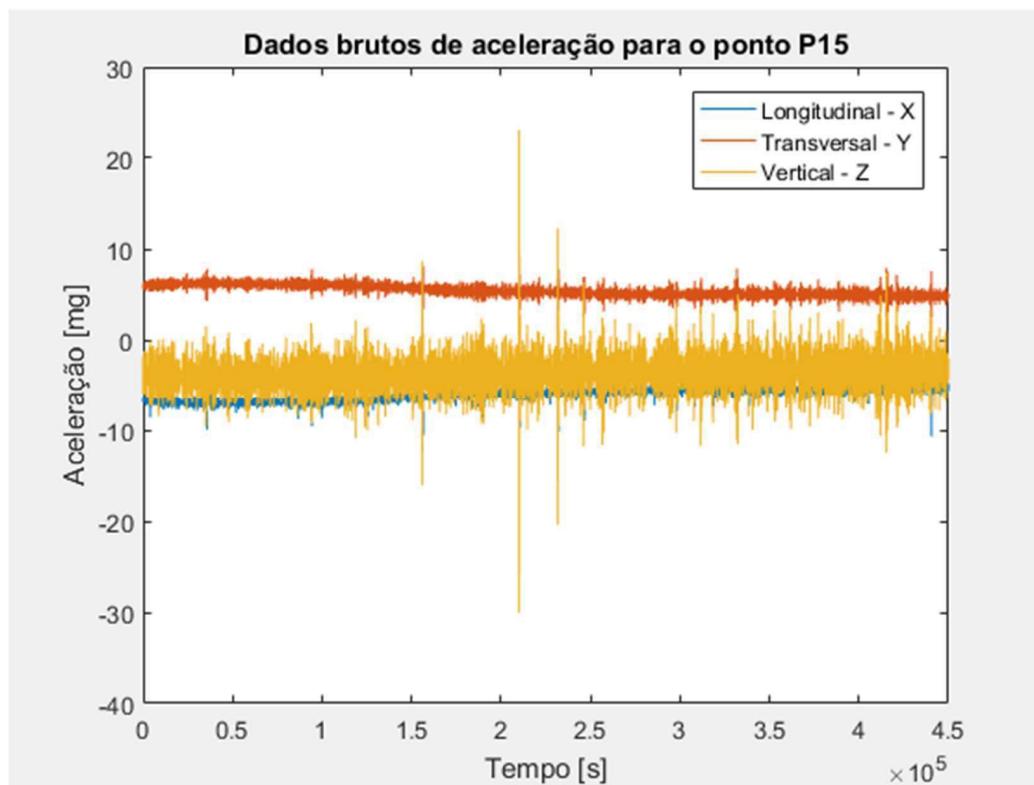
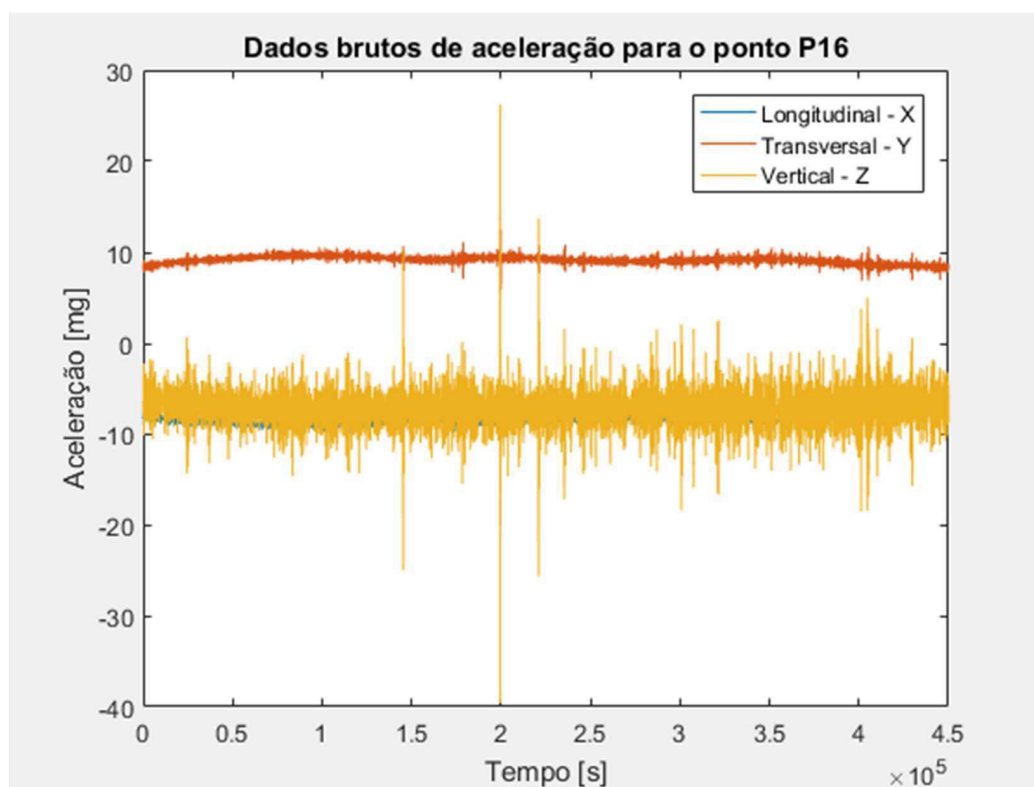


Figura 55: Dados brutos de aceleração para o ponto P16



ANEXO III – Relatório de medição da prova de carga estática



F- 1/4

Relatório

VIADUTO MONTESE 16-11-2014							
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.120	5:35	—	1	0.120	5:40	1C 0
2	0.010	—	—	2	0.010	—	1 0
3	0.015	—	—	3	0.015	—	1 0
4	0.029	—	—	4	0.029	—	1 0
5	0.014	—	—	5	0.014	—	1 0
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.120	5:55	1C 0	1	0.120	5:58	2C 0
2	0.010	5:55	1 0	2	0.010	—	2 0
3	0.015	—	1 0	3	0.015	—	2 0
4	0.029	—	1 0	4	0.029	—	2 0
5	0.014	—	1 0	5	0.014	—	2 0
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.120	6:03	2C 0	1	0.120	6:07	3C 0
2	0.010	—	2C 0	2	0.010	—	3 0
3	0.015	—	2 0	3	0.015	—	3 0
4	0.029	—	2 0	4	0.029	—	3 0
5	0.014	—	2 0	5	0.014	—	3 0
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.120	6:13	3C 0	1	0.121	6:20	4C -1
2	0.010	—	3 0	2	0.014	—	4 -1
3	0.016	—	3 -1	3	0.019	—	4 -1
4	0.029	—	3 0	4	0.034	—	4 -5
5	0.014	—	3 0	5	0.015	—	4 -1
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.121	6:30	4C -1	1	0.123	6:35	5C -3
2	0.014	—	4 -1	2	0.016	—	5 -2
3	0.020	—	4 -5	3	0.023	—	5 -3
4	0.034	—	4 -5	4	0.034	—	5 -5
5	0.015	—	4 -1	5	0.015	—	5 -1
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.123	6:43	5C -3	1	0.124	6:46	6C -1
2	0.015	—	5 -5	2	0.016	—	6 -2
3	0.023	—	5 -8	3	0.024	—	6 -3
4	0.035	—	5 -6	4	0.035	—	6 -6
5	0.015	—	5 -1	5	0.015	—	6 -5

RODRIGO H. OLIVEIRA
ENC. TOPOGRAFIA
DATA: 16/11/14

F.2/4

120
10
15
24

VIADUTO MONTESE 16-11-2014

PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA		PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	
1	0.125	7:00	6C	-5	1	0.125	7:30	6C	-5
2	0.016		11	-6	2	0.016		11	-6
3	0.025		11	-10	3	0.025		11	-10
4	0.035		11	-6	4	0.035		11	-6
5	0.016		11	-2	5	0.016		11	-2
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA		PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	
1	0.125	8:00	6C	-5	1	0.125	8:30	6C	-5
2	0.016		11	-6	2	0.016		11	-6
3	0.025		11	-10	3	0.025		11	-10
4	0.035		11	-6	4	0.035		11	-6
5	0.016		11	-2	5	0.016		11	-2
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA		PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	
1	0.125	9:00	6C	-5	1	0.125	9:30	6C	-5
2	0.017			-7	2	0.017			-7
3	0.027			-12	3	0.027			-12
4	0.035			-6	4	0.036			-7
5	0.026			-2	5	0.016			-2
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA		PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	
1	0.125	10:00	6C	-5	1	0.125	10:30	6C	-5
2	0.017			-7	2	0.017			-7
3	0.025			-10	3	0.025			-10
4	0.035			-6	4	0.035			-6
5	0.026			-2	5	0.016			-2
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA		PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	
1	0.125	11:00	6C	-5	1	0.125	11:30	6C	-5
2	0.017			-7	2	0.017			-7
3	0.025			-10	3	0.025			-10
4	0.035			-6	4	0.035			-6
5	0.017			-3	5	0.017			-3
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA		PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	
1	0.126	12:00	6C	-6	1	0.123	12:30	6C	-7
2	0.019			-9	2	0.024			-10
3	0.027			-12	3	0.030			-15
4	0.033			-9	4	0.040			-11
5	0.019			-5	5	0.021			-3

 ROBSON M. GUIMARÃES
 ENG. TOPOGRAFIA
 DATA 12/11/14

2019-11-16



f 3/4

VIADUTO MONTESE 16-11-2014							
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.123	13:00	6 C	1	0.128	13:30	6 C
2	0.024			2	0.024		
3	0.030			3	0.031		
4	0.040			4	0.041		
5	0.021			5	0.021		
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.128	14:00	6 C	1	0.129	14:30	6 C
2	0.024			2	0.025		
3	0.031			3	0.032		
4	0.041			4	0.042		
5	0.021			5	0.022		
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.129	15:00	6 C	1	0.129	15:30	6 C
2	0.025			2	0.026		
3	0.035			3	0.035		
4	0.043			4	0.043		
5	0.021			5	0.022		
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.129	16:00	6 C	1	0.130	16:30	6 C
2	0.026			2	0.026		
3	0.035			3	0.035		
4	0.043			4	0.043		
5	0.022			5	0.022		
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.130	17:00	6 C	1	0.130	17:30	5 C
2	0.026			2	0.026		
3	0.035			3	0.035		
4	0.043			4	0.043		
5	0.022			5	0.022		
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.130	17:16	40	1	0.127	17:50	30
2	0.025			2	0.018		
3	0.033			3	0.024		
4	0.042			4	0.035		
5	0.020			5	0.017		

RODRIGO A. OLIVEIRA
ENC. TOPOGRAFIA
DATA 16/11/14

120.014m



F4/4

VIADUTO MONTESE 16-11-2014							
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.125	17:57	20 -5	1	0.124	18:03	20 -5
2	0.016		-6	2	0.014		-6
3	0.022		-7	3	0.030		-8
4	0.034		-6	4	0.032		-3
5	0.015		-1	5	0.016		-2
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1	0.124	18:08	00 -4	1	0.125	5:50	00 -5
2	0.014		-4	2	0.015		-5
3	0.020		-5	3	0.020		-5
4	0.033		-6	4	0.033		-4
5	0.015		-1	5	0.016		-2
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1				1			
2				2			
3				3			
4				4			
5				5			
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1				1			
2				2			
3				3			
4				4			
5				5			
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1				1			
2				2			
3				3			
4				4			
5				5			
PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA	PONTOS	LEITURA	HORA	CARGA
1				1			
2				2			
3				3			
4				4			
5				5			

11-11-14

ROBSON H. GUERRAS
ENC. TOPOGRAFIA
DATA: 16/11/14



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS



PPGEC – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil



PPGEC – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil
Av Amazonas, 7675, Belo Horizonte-MG
www.civil.cefetmg.br/mestrado