



Universidade Federal de Ouro Preto

Escola de Minas

Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Fabricio Alejandro Ortiz Morales

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA TEMPERATURAS SOBRE OS PARÂMETROS
MODAIS DE ESTRUTURAS**

OURO PRETO, ABRIL DE 2016



Universidade Federal de Ouro Preto

Escola de Minas

Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA TEMPERATURAS SOBRE OS PARÂMETROS MODAIS DE ESTRUTURAS

Autor: **Fabricio Alejandro Ortiz Morales**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica, linha de pesquisa: Engenharia Estrutural e de Materiais.

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Abrahão Cury.

Co-orientador: Prof. Dr. Ricardo Fiorotti Peixoto.

OURO PRETO, ABRIL DE 2016

O777a

Ortiz Morales, Fabricio Alejandro.

Avaliação da influência da temperatura sobre os parâmetros modais de estruturas [manuscrito] / Fabricio Alejandro Ortiz Morales. - 2016.

110f.: il.: color; grafs; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Abrahão Cury.

Coorientador: Prof. Dr. Ricardo Fiorotti Peixoto.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Construção Metálica.

1. Construção metálica. 2. Engenharia de estruturas. 3. Temperatura. I. Cury, Alexandre Abrahão. II. Peixoto, Ricardo Fiorotti. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

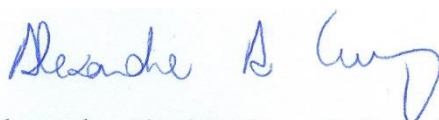
CDU: 624.014:536.08

Catálogo: www.sisbin.ufop.br

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA SOBRE OS PARÂMETROS MODAIS DE ESTRUTURAS

AUTOR: FABRICIO ALEJANDRO ORTIZ MORALES

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 08 de abril de 2016, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Alexandre Abrahão Cury, D. Sc. – UFJF (Presidente)



Prof. Francisco de Assis das Neves, D. Sc. – UFOP



Prof. Flávio de Souza Barbosa, D. Sc. – UFJF

Dedicado à minha família, namorada, amigos e mentores.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Esmelia e Luis, e irmãos Kenia, Luis e Claudio pelo apoio incondicional à distância.

Aos professores do PROPEC, pelos ensinamentos e conhecimentos transmitidos, mas agradeço principalmente aos professores Alexandre Abrahão Cury, Ricardo Fiorotti Peixoto e Arlene Sarmanho Cunha pelo acolhimento em seus laboratórios e respectivas área do conhecimento.

Agradeço à UFOP, Organização dos Estados Americanos (OEA), Grupo Coimbra de Universidade Brasileiras (GCUB), CAPES, CNPq e FAPEMIG, por apoiar e financiar meus estudos de mestrado.

A meus amigos de casa e do mestrado, por serem parte das risadas, noites sem dormir e trabalho duro nestes dois anos de formação, e principalmente aos amigos Luan, Lucas, Keoma, Luma, Lorrany, Luis, Marielle, Júlia, Everton, Rhara e Júnio.

“O que sabemos é uma gota; o que ignoramos é um oceano”

Isaac Newton

RESUMO

Os parâmetros modais obtidos através de ensaios dinâmicos vêm sendo usados há algumas décadas como indicadores de danos estruturais e como indicadores da integridade das estruturas, baseado na premissa de que os danos provocam reduções da rigidez estrutural. No entanto, os parâmetros modais também são sensíveis a variáveis ambientais, tais como umidade, vento e temperatura. Esta última provoca, por sua vez, pequenas mudanças no módulo de elasticidade dos materiais, fazendo com que muitas vezes as variações devidas à temperatura sejam maiores que aquelas causadas pelos danos. Para evitar que o efeito térmico mascare a detecção de danos ou, ainda, dê falsos alarmes de dano estrutural, muitos pesquisadores ao redor do mundo têm desenvolvido diversas metodologias com o objetivo de contornar este problema. Dentre algumas delas, encontram-se modelos de elementos finitos, análise de componentes principais, diagramas de controle, testes de hipótese, modelos de regressões, indicadores evoluídos, entre outros. Algumas delas requerem o monitoramento contínuo das estruturas. O monitoramento estrutural é um problema de reconhecimento de padrões estatísticos que envolve a complexa interação entre propriedades dos materiais, propriedades geométricas da estrutura e variáveis ambientais. Este trabalho visa estudar a relação entre temperatura e parâmetros modais através de ensaios dinâmicos em uma viga de aço, submetida a diferentes temperaturas e a alguns cenários de dano estrutural. Os dados obtidos são analisados utilizando técnicas estatísticas básicas e avançadas, visando a detecção dos danos sob diferentes temperaturas. O diferencial desta pesquisa em relação a outros trabalhos, é que os ensaios são realizados em condições controladas de temperatura, nível de dano e de excitação, já que muitas referências da literatura, nesta área, relatam ensaios realizados em estruturas sujeitas a condições ambientais. Os resultados obtidos mostram o quão difícil este problema é, principalmente quando a variação dos parâmetros modais causada pela mudança de temperatura é similar àquela acarretada pela existência de um dano estrutural.

Palavras-chave: parâmetros modais; monitoramento estrutural; detecção de danos; efeito da temperatura.

ABSTRACT

Modal parameters obtained through vibration tests have been used from decades ago as indicators of structural damage and for structural condition assessment, based on the premise that damage causes reductions in the structure stiffness. However, modal parameters are sensitive to environmental variables as humidity, wind and temperature. The latter, causes little changes in the material's Young modulus, which sometimes leads to variations due to temperature higher than variations due to damage. In order to study thermal effects over damage signatures or false-positive alarms, many researchers around the world developed techniques to overcome this problem. Among them, one can mention finite element models, principal component analysis, control charts, hypothesis tests, regression analysis models, novelty detection of outliers, etc. Some of them require a continuous monitoring of the structures. The structural health monitoring is basically a statistical pattern recognition problem, which involves a complex interaction between materials properties, geometric properties of the structure and environmental features. This work aims to study the relationship between temperature and modal parameters by performing dynamic testing on a steel beam under controlled temperature at different damage levels. The data obtained will be analyzed with basics and advanced statistical techniques aiming damage detection. This work differs from others since the dynamic tests will be performed under controlled conditions of temperature, damage and excitation, whereas many others in the literature present data collected from dynamic tests on structures under environmental conditions. Results show how hard can this problem be, especially when the deviation of modal parameters caused by temperature changes is similar to those yielded by a structural damage.

Keywords: Modal parameters, structural health monitoring, damage detection, temperature effects.

SUMARIO

1 INTRODUÇÃO, OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA	1
1.1 Introdução.....	1
1.2 Objetivo.....	2
1.3 Justificativa	2
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	7
2.1 O Monitoramento Estrutural (SHM).....	7
2.2 O Processo de Monitoramento Estrutural (SHM).....	9
2.2.1 Avaliação Operacional:.....	9
2.2.2 Aquisição dos Dados e Processamento do Sinal:	9
2.2.3 Extração das características sensíveis aos danos e condensação da informação:.....	12
2.2.4 Discriminação estatística das características sensíveis a danos	13
2.3 Trabalhos relevantes ao tema.	14
3 MATERIAIS E MÉTODOS	28
3.1 Materiais	28
3.2 Equipamentos.....	28
3.3 Programas	29
3.4 Construção do Forno Elétrico	30
3.4.1 Projeto Mecânico.....	30
3.4.2 Projeto Elétrico	33
3.5 Metodologia	37
3.5.1 Planejamento do Experimento.....	38
3.5.2 Escolha e análise prévia da viga	38
3.5.3 Montagem e Instrumentação	41
Instalação dos Acelerômetros	42
Instalação dos Sensores de Temperatura (Termopares)	43
3.5.4 Método de Excitação	45
3.5.5 Registro da Resposta Dinâmica	47
3.5.6 Registro da Temperatura.....	48
3.5.7 Incremento da Temperatura	48
3.5.8 Introdução dos danos	49

3.5.9 Extração das características sensíveis a danos.....	50
3.5.10 Discriminação Estatística dos danos	51
Análise de regressões robusta.....	52
MAC (Modal Assurance Criterion).....	53
Diagramas de Controle	53
Teste de Hipótese de Kolgomorov – Smirnov	54
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	57
4.1 Análise estatística básica da variação das frequências naturais dos modos de flexão	57
4.2 Análise estatística básica da variação das taxas de amortecimento dos modos de flexão	62
4.3 Análise da variação das frequências naturais dos modos de flexão através de regressões lineares robustas.....	65
4.4 Análise da variação das taxas de amortecimento dos modos de flexão através de regressões lineares robustas	67
4.5 Comparação gráfica dos modos	69
4.6 MAC dos modos de flexão.....	71
4.7 Análise das frequências naturais através de Diagramas de Controle.....	74
4.8 Análise das taxas de amortecimento através dos Diagramas de Controle ...	76
4.9 Análise das frequências através do teste de Kolgomorov – Smirnov	78
4.10 Análise das taxas de amortecimento através do teste de Kolgomorov – Smirnov.....	81
5 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	84
5.1 Conclusões	84
5.2 Trabalhos Futuros.....	87
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Metodologias para a extração das características sensíveis a danos	13
Tabela 2. Algoritmos de aprendizagem supervisionada e não supervisionada	14
Tabela 3. Frequências naturais do modo de flexão da viga de aço a temperatura ambiente (25°C).	39
Tabela 4. Predição teórica das mudanças máximas esperadas nas frequências naturais sem danos.	40
Tabela 5. Condições de contorno da viga.	41
Tabela 6. Parâmetros de aquisição usados	48
Tabela 7. Funções das frequências obtidas a partir de regressões lineares robustas.	65
Tabela 8. Funções obtidas a partir de regressões lineares robustas para as taxas de amortecimento.	67
Tabela 9. MAC do primeiro modo para todos os cenários de danos.	72
Tabela 10. MAC do segundo modo para todos os cenários de dano.	72
Tabela 11. MAC do terceiro modo para todos os cenários de dano.	73
Tabela 12. Valores do teste de Kolmogorov – Smirnov da primeira hipótese para as frequências.	78
Tabela 13. Valores do teste de Kolmogorov da segunda hipótese para as frequências naturais.	79
Tabela 14. Valores do teste de Kolmogorov da primeira hipótese para as taxas de amortecimento.	81
Tabela 15. Valores do teste de Kolmogorov da segunda hipótese para as taxas de amortecimento.	82
Tabela 16. Resumo comparativo de todas as técnicas usadas.	86

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ponte na Rodovia BR-230 no sudeste de Pará. Fonte: DOL (2014)	4
Figura 2. Viaduto dos Remédios, São Paulo. Fonte: Notícias Band (2011).....	4
Figura 3. Trecho que desabou na ponte sobre o a Represa do Rio Capivari – Cachoeira em Curitiba. Fonte: Ribeiro (2006)	5
Figura 4. Teto do Hangar que desabou no aeroporto de Congonhas em São Paulo. Fonte: Folha de Sao Paulo (2015).....	5
Figura 5. Histórico de resposta dinâmica de um sistema nos estados: (a) sem danos e (b) com danos. Fonte: Farrar & Worden (2013).....	8
Figura 6. Métodos de excitação forçada. (a) Vibrador de massa excêntrica, (b) Martelo de impacto, (c) Energia elástica de deformação, (d) Vibrador hidráulico multiaxial. Fonte: Sohn, et al. (2004).	10
Figura 7. Excitação ambiente. (a) tráfego em uma ponte, (b) ondas que impactam em uma plataforma offshore. Fonte: Panoramio (2011).	11
Figura 8. Cenários de dano simulados por meio de cortes na seção transversal da viga. Fonte: Sohn, et al. (2004).	15
Figura 9: (a) primeira frequência em função do nível de dano. Neste estudo não se analisou a temperatura. Fonte: Sohn, et al. (2004). (b) comparação do valor da primeira frequência para o cenário sem danos, usando vibração ambiente e vibração forçada. Fonte: Adaptado de Farrar, et al. (1994).	16
Figura 10. Variação da primeira frequência ao longo do tempo devido ao efeito da temperatura. As barras verticais representam o intervalo de confiança das medições (95%). As linhas tracejadas e os números que as acompanham mostram o gradiente de temperaturas no tabuleiro da ponte no momento do ensaio. Fonte: Farrar, et al. (1997).....	17
Figura 11. Valores de temperatura e da primeira frequência natural de todos os ensaio realizados. Fonte: Adaptado das tabelas 1,2 e 3 de Alampalli (1998).....	19
Figura 12. Valores de temperatura e da primeira frequência natural para os 20 primeiros ensaios realizados. Fonte: Adaptado das tabelas 1 e 2 de Alampalli (1998).....	20
Figura 13. Dispersão entre os valores da primeira frequência e a temperatura. Fonte: Adaptado das tabelas 1 e 2 de Alampalli (1998).	20

Figura 14. Variação da primeira frequência em função da temperatura. Fonte: Peeters, et al. (2001).....	23
Figura 15. Histórico de temperaturas antes do reforço estrutural da ponte. Fonte: Cury, et al. (2012).....	25
Figura 16. Equipamentos usados: (a) Forno elétrico, (b) Acelerômetro Brüel & Kjaer 4507B, (c) Cabo coaxial AO-3501, (d) Lynx ADS2000, (e) Sensor de temp. TMC-50HD, (f) Datalogger Hobbo U12.	29
Figura 17. Dimensões nominais em mm do forno elétrico.....	30
Figura 18. Lixado das tabuas de madeira que conformam as paredes e tampas do forno elétrico.....	31
Figura 19. Montagem das paredes e fundo do forno elétrico.	31
Figura 20. Acabamento interior e exterior das paredes e tampas do forno.	31
Figura 21. Revestimento cerâmico no fundo do forno. (a) Vista geral. (b) Detalhe da borracha.	32
Figura 22. (a) Vedação da parte superior do forno com fita de espuma de polietileno e (b) vedação com silicone nos espaços dos furos para os cabos.....	32
Figura 23. Diagrama elétrico ilustrado do forno.....	33
Figura 24. Resistência elétrica tipo cone e bocal para montagem.	33
Figura 25. Conjunto de: (a) controlador de temperatura, (b) relé de estado sólido, (c) termopar tipo J.	35
Figura 26. (a) metodologia de controle ON/OFF onde observa-se a inércia térmica, (b) metodologia de controle proporcional que diminui a inercia térmica. Fonte: Cleaning Technologies Group (2014).....	35
Figura 27. (a) Instalação dos bocais. (b) Conexão com os fios elétricos. (c) Elementos de fixação. (d) Conexão final de todos os componentes.	36
Figura 28. Metodologia experimental seguida nesta pesquisa.....	37
Figura 29. Seção transversal da viga de aço.....	39
Figura 30. Modulo de elasticidade do aço em função da temperatura para o intervalo de 18°C - 56°C.	40
Figura 31. Detalhe das condições de contorno da viga.....	41
Figura 32. (a) Camada de gesso, comprovação da horizontalidade de: (b) apoios, (c) viga.....	42

Figura 33. Esquema de instalação dos acelerômetros sobre a viga e formas modais superpostas.....	42
Figura 34. Procedimento de montagem dos acelerômetros sobre a viga: (a) colocar a fita adesiva, (b) fixa-lo na viga, (c) conexão do cabo. (d) perspectiva da instalação finalizada.	43
Figura 35. Distribuição dos sensores de temperatura (ST) sobre a viga.	43
Figura 36. Localização dos sensores de temperatura sobre a viga. Observa-se como os sensores estão exatamente entre duas resistências para se evitar grandes diferenças nas leituras.....	44
Figura 37. Gradiente de temperaturas nas resistências quando ligadas. Observa-se que nas proximidades das resistências as temperaturas são maiores. A foto foi tomada através de um aplicativo de celular que associa o color com a temperatura.	44
Figura 38. Instalação dos sensores de temperatura na viga.	45
Figura 39. (a) detalhe da barra com a qual se aplica o deslocamento, (b) barra na posição de deslocamento zero, (c) deflexão estática da viga antes de aplicar o deslocamento [a linha branca é um fio, que serve como referência visual], (d) aplicação do deslocamento de 15mm, (e) deflexão estática da viga + deslocamento de 15mm, (f) perspectiva da deflexão estática + deslocamento imposto.	46
Figura 40. Sinal numérico do histórico de deslocamentos de um dos graus de liberdade. Observa-se que no intervalo de 0s a 2s acontece o deslocamento vertical de 15mm, e no intervalo de 2s a 15s, a viga está em vibração livre.	46
Figura 41. Histórico de temperaturas medidas nos ensaios dinâmicos. Pode-se apreciar uma tendência quase perfeitamente linear, indicado pelo valor R^2	49
Figura 42. Corte da seção transversa no centro do vão da viga.	49
Figura 43. Níveis de dano na viga. O primeiro e segundo nível de danos representam uma redução de 16,67% e 33,34% da área da seção transversal e 42,13% e 70,13% da rigidez respectivamente.	50
Figura 44. Exemplo de diagrama de controle X usado para monitorar a variação da média do processo.	54
Figura 45. (a) A linha sólida representa a função de distribuição normal (teórica) e as linhas tracejadas representam o intervalo de confiança. A linha escalonada representa a distribuição empírica (real) das frequências. Quando a distribuição cai	

fora dos limites então a hipótese é rejeitada. **Fonte:** Massey (1951). (b) Exemplo de uma distribuição empírica comparada com uma distribuição normal.55

Figura 46. Dispersão da primeira frequência de todos os níveis de danos.57

Figura 47. Dispersão da segunda frequência de todos os níveis de dano.59

Figura 48. Dispersão da terceira frequência de todos os níveis de dano.59

Figura 49. Médias e intervalos de confiança da primeira frequência para todos os níveis de dano.60

Figura 50. Média e intervalo de confiança da segunda frequência para todos os níveis de dano.61

Figura 51. Média e intervalo de confiança da terceira frequência para todos os níveis de dano.61

Figura 52. Dispersão das taxas de amortecimento do primeiro modo de flexão.62

Figura 53. Dispersão das taxas de amortecimento do segundo modo de flexão.63

Figura 54. Dispersão das taxas de amortecimento do terceiro modo de flexão.63

Figura 55. Média e intervalo de confiança das taxas de amortecimento do primeiro modo de flexão.64

Figura 56. Média e intervalo de confiança das taxas de amortecimento do segundo modo de flexão.64

Figura 57. Média e intervalo de confiança das taxas de amortecimento do terceiro modo de flexão.65

Figura 58. Dispersão e regressão linear robusta da primeira frequência natural.66

Figura 59. Dispersão e regressão linear robusta da segunda frequência natural.66

Figura 60. Dispersão e regressão linear robusta da terceira frequência natural.67

Figura 61. Dispersão e regressão linear robusta das taxas de amortecimento do primeiro modo.68

Figura 62. Dispersão e regressão linear robusta das taxas de amortecimento do segundo modo.68

Figura 63. Dispersão e regressão linear robusta das taxas de amortecimento do terceiro modo.69

Figura 64. Primeiro modo de vibração das 5 temperaturas em todos os níveis de dano.70

Figura 65. Segundo modo de vibração das 5 temperaturas em todos os níveis de dano.70

Figura 66. Terceiro modo de vibração das 5 temperaturas em todos os níveis de dano.	71
Figura 67. MAC dos primeiros modos para todos os níveis de dano e temperaturas selecionadas.	72
Figura 68. MAC dos segundos modos para todos os níveis de dano e temperaturas selecionadas.	73
Figura 69. MAC dos terceiros modos para todos os níveis de dano e temperaturas selecionadas.	74
Figura 70. Diagrama de controle da primeira frequência para todos os cenários de dano.	75
Figura 71. Diagrama de controle da segunda frequência para todos os cenários de dano.	75
Figura 72. Diagrama de controle da terceira frequência para todos os cenários de dano.	76
Figura 73. Diagrama de controle da taxa de amortecimento do primeiro modo e todos os cenários.	76
Figura 74. Diagrama de controle da taxa de amortecimento do segundo modo e todos os cenários.	77
Figura 75. Diagrama de controle da taxa de amortecimento do terceiro modo e todos os cenários.	77
Figura 76. Comparação da distribuição normal acumulada de frequências da primeira frequência natural ($DNAFf$) e a distribuição empírica acumulada de frequências da primeira frequência natural ($DEAFf$) para os 3 cenários de dano. ...	80
Figura 77. Parâmetro D-stat para os distintos níveis de dano das três frequências naturais da viga. As variações do parâmetro indicam uma separação entre a $DEAFf$ e a $DNAFf$. O indicador de dano estrutural será a mudança do valor de D-stat para os diferentes níveis de danos.	80
Figura 78. Comparação da distribuição normal acumulada de frequências das taxas de amortecimento do primeiro modo ($DNAF\xi$) e a distribuição empírica acumulada de frequências das taxas de amortecimento do primeiro modo ($DEAF\xi$) para os 3 cenários de dano.	83
Figura 79. Parâmetro D-stat para os distintos níveis de dano das taxas de amortecimento dos 3 primeiros modos de flexão. As variações do parâmetro indicam uma separação entre $DEAF\xi$ e $DNAF\xi$. O indicador de dano estrutural será a mudança do valor de D-stat para os diferentes níveis de danos.	83

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO, OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA

1.1 Introdução

As atividades econômicas e estilo de vida do mundo atual exigem obras de infraestrutura de grande porte, tais como: pontes, viadutos, estádios, barragens, plataformas *offshore* entre outros. No entanto, a substituição dessas estruturas é complexa devido, dentre outros fatores, a seus altos custos. É por isso que ao redor do mundo foram desenvolvidas e implementadas técnicas que visam identificar danos, a fim de que essas estruturas possam ser usadas com segurança durante suas vidas úteis de projeto e, se possível, prolongá-las. Assim, surge o conceito de Monitoramento Estrutural (SHM - *Structural Health Monitoring*, sua sigla em inglês), que se refere ao processo de implementar uma estratégia para detecção de danos em estruturas. Este processo geralmente envolve a observação das características dinâmicas da estrutura (também chamadas de parâmetros modais) ao longo do tempo, as quais são obtidas através de ensaios de vibração livre ou vibração forçada. Usualmente, vários ensaios são realizados em diferentes etapas da vida útil da estrutura. Com esses parâmetros modais (frequências naturais, taxas de amortecimento e modos próprios de vibração) e técnicas estatísticas, visa-se obter indicadores sensíveis aos danos estruturais (Farrar & Worden, 2013).

Sabe-se que mudanças na rigidez, massa ou condições de contorno de uma estrutura podem estar relacionadas com a existência de danos estruturais e, conseqüentemente, com variações nos parâmetros modais da estrutura. Como exemplos de modificações estruturais pode-se citar, o surgimento de trincas em um elemento de concreto, recalque dos apoios ou a plastificação de determinados elementos da estrutura. O dano estrutural é geralmente identificado a partir da comparação entre as características de vibração da estrutura em uma data qualquer de sua vida útil com as de um *estado de referência*, i.e., em datas anteriores ou recém construída.

Embora os parâmetros modais sejam sensíveis a danos estruturais, eles também são sensíveis a variáveis ambientais, tais como: temperatura, umidade e vento, o que dificulta a detecção de danos, pois as variações das características de vibração devidas as variáveis ambientais podem ser iguais ou maiores que as causadas pelos danos estruturais (Sohn, 2006). Assim, faz-se necessário o desenvolvimento de procedimentos que levem em conta esses efeitos na identificação modal para que o monitoramento estrutural e identificação de danos sejam confiáveis.

Dentre todas as variáveis ambientais, a temperatura torna-se a mais importante do ponto de vista estatístico porque é a que gera as maiores variações dos parâmetros modais (Sohn, 2006). Embora este tema já tenha sido abordado por pesquisadores ao redor do mundo, no Brasil tem-se poucas pesquisas nesta área. Assim, este trabalho visa auxiliar a preencher esta lacuna, ora existente na literatura técnica brasileira.

1.2 Objetivo

Estudar a relação entre a variação de temperatura e dos parâmetros modais através de ensaios dinâmicos em uma viga de aço submetida a diversos níveis de temperaturas e a diferentes cenários de dano estrutural. Os dados obtidos serão analisados com técnicas estatísticas básicas e avançadas visando a detecção dos danos. Espera-se, ao fim de estudo, poder estabelecer uma relação entre todas as grandezas supracitadas

1.3 Justificativa

Segundo a ASCE (2014) e Becerik-Gerber, *et al.* (2014) o SHM está entre os 10 grandes desafios que enfrenta a Engenharia Civil no século 21. Isso o converte em uma área do conhecimento de muita relevância e lhe confere grandes oportunidades de aprimoramentos técnico e científico. Para identificar esses 10 grandes desafios, foi necessário considerar os impactos sociais, ambientais e econômicos que essas áreas do conhecimento causam na sociedade, por exemplo:

Impacto Social: Quando grandes estruturas desabam, frequentemente se reportam perdas humanas, como foi no caso da queda da Ponte I-35W em Mississippi nos Estados Unidos, na qual morreram 13 pessoas e 145 ficaram feridas (Becerik-Gerber, *et al.*, 2014). Isso poderia ser evitado se as falhas nas estruturas fossem

detectadas com antecedência, pois uma das motivações do SHM também é salvar vidas humanas.

Impacto Ambiental: As falhas/colapsos em estruturas podem resultar em impactos ambientais gravíssimos que prejudicam o ambiente por décadas, como foi o caso da plataforma petroleira da British Petroleum que derramou 180 milhões de galões de petróleo no Golfo de México em 2010. Este acontecimento foi considerado o maior crime ambiental na história dos Estados Unidos (Robinson, 2010).

Outro caso semelhante foi o rompimento da barragem de Fundão em Mariana, MG, Brasil em 05/11/2016. A tragédia arrasou o distrito de Bento Rodrigues em Mariana, cobrou a vida de 17 pessoas e jogou aproximadamente 35 milhões de metros cúbicos de lama na bacia do rio Doce. É considerado o maior crime ambiental no Brasil e o maior do mundo que envolve barragens de rejeitos. (Globo Notícias, 2016)

Impacto Econômico: O desastre da plataforma petroleira Deepwater Horizon no Golfo de México nos Estados Unidos causou perdas estimadas em US\$ 900 milhões nas economias dos estados próximos ao desastre (Robinson, 2010). O SHM pode fornecer, em tempo real, as condições nas quais se encontra uma estrutura e assim efetuar planos de manutenção preventiva e enxergar as falhas e ineficiências existentes antes que catástrofes aconteçam.

Além disso, o monitoramento estrutural é uma ferramenta que permite avaliar o nível de segurança de uma estrutura para voltar a serviço após ser submetida a ações excepcionais, sem ruína total da mesma. Por exemplo: saber se é seguro reocupar um prédio após um sismo/incêndio ou restabelecer o tráfego normal de uma ponte após um sismo (Farrar & Worden, 2013) ou após um alagamento durante fortes períodos de chuva (sendo este um caso de muito interesse no Brasil, já que muitas pontes caíram durante ou após períodos de chuva intensa). A seguir, citam-se algumas estruturas que colapsaram no Brasil nos últimos anos:

Em Pacajá, sudeste de Pará, a ponte da rodovia BR-230 desabou quando uma carreta carregada de madeira passava sobre ela no dia 05/08/2014. Segundo os moradores, a ponte tinha 20 anos de uso e nunca recebeu manutenção (DOL, 2014)

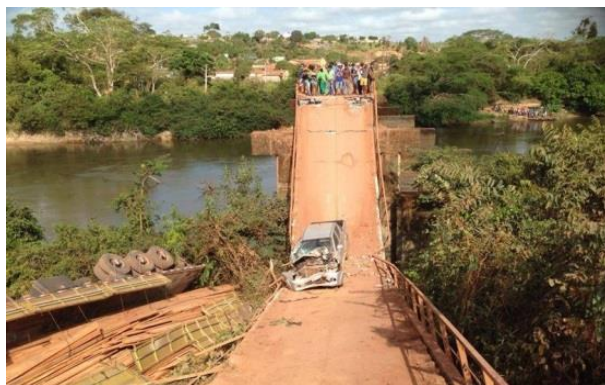


Figura 1. Ponte na Rodovia BR-230 no sudeste de Pará. **Fonte:** DOL (2014)

Em São Paulo, 30m do passeio do viaduto dos Remédios caíram no dia 12/12/2011. O laudo técnico da prefeitura informou que o desabamento do passeio ocorreu por falta de barras de aço nessa seção. O viaduto, construído em 1969, já havia sido interditado em 1997 porque apresentava danos locais (Notícias Band, 2011).



Figura 2. Viaduto dos Remédios, São Paulo. **Fonte:** Notícias Band (2011)

Em Curitiba, estado de Paraná, a pista do sentido Curitiba – São Paulo, da ponte sob a represa do rio Capivari – Cachoeira desabou no dia 25/01/2005. Segundo resolução final da investigação do Ministério Público Federal, a causa da ruptura e queda desse trecho da ponte foi a falta de manutenção, pela qual formulou-se acusação contra os diretores dos órgãos responsáveis por negligencia administrativa (Ribeiro, 2006).



Figura 3. Trecho que desabou na ponte sobre o a Represa do Rio Capivari – Cachoeira em Curitiba.

Fonte: Ribeiro (2006)

No Aeroporto de Congonhas em São Paulo, o teto de um hangar desabou durante uma forte chuva que trazia consigo ventos de 85 Km/h. O teto caído causou danos a várias aeronaves (Folha de São Paulo, 2015) .



Figura 4. Teto do Hangar que desabou no aeroporto de Congonhas em São Paulo. **Fonte:** Folha de Sao Paulo (2015).

Usando SHM como ferramenta, é possível avaliar o desempenho dinâmico das estruturas após alguma manutenção realizada ou solução que vise a melhoria no desempenho e prolongação da vida útil da estrutura. Como exemplos, citam-se os casos da atenuação das vibrações - por meio de dispositivos de controle passivo - induzidas por vórtices de vento na ponte Rio-Niterói no Rio de Janeiro como descrito por Batista & Pfeil (2002) e a redução das deflexões da ponte PI-57 na França, através de um reforço estrutural descrito por Cury, *et al.* (2012).

O SHM também permite otimizar os recursos econômicos destinados à manutenção de estruturas, pois através dele é possível passar de uma filosofia de manutenção baseada em tempo para uma filosofia de manutenção baseada em

condições, o que significa que se faz manutenção só se for necessário fazê-la (Farrar & Worden, 2013). Embora o monitoramento estrutural seja uma ferramenta útil e com um mercado de aplicação muito promissor, ele ainda encara algumas dificuldades antes de ser utilizado com sucesso na prática. Uma dessas dificuldades é a influência que a temperatura tem sobre os parâmetros modais e que mascara, muitas vezes, a presença de danos. Isto ocorre, pois, as variações nas características de vibração devidas às mudanças de temperatura são, em geral, iguais ou maiores que as variações causadas pelos danos estruturais. Em vista disso, este trabalho propõe-se analisar por meio de técnicas estatísticas essa complexa relação entre parâmetros modais, temperatura e danos, em uma viga de aço sob condições controladas de laboratório.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA LITERATURA

Ao analisar a influência da temperatura sobre os parâmetros modais de estruturas, estamos abordando um dos diversos tópicos relacionados ao Monitoramento Estrutural (SHM). O SHM estuda a influência da temperatura no tópico das variações ambientais e operacionais. É por isso que antes de aprofundar no tema objeto desta dissertação, será apresentada uma visão resumida do SHM e, posteriormente, serão examinados os trabalhos mais relevantes ao tema, focando na descrição da estrutura ensaiada, a metodologia experimental utilizada e as técnicas usadas para extrair as características sensíveis à presença de danos.

2.1 O Monitoramento Estrutural (SHM)

Primeiramente, destacam-se alguns conceitos básicos:

Monitoramento Estrutural (SHM): É a implementação de uma metodologia que visa a identificação de danos em estruturas (Sohn, et al., 2002). Comumente, essas metodologias baseiam-se em ensaios dinâmicos dos quais serão extraídas características sensíveis aos danos, as quais, analisadas através de técnicas estatísticas, fornecem o estado de *integridade/segurança* de uma estrutura.

Dano: Mudança nas propriedades físicas do material ou nas propriedades geométricas, condições de contorno ou conectividade de um elemento/sistema estrutural, de modo que afetam negativamente o atual ou futuro desempenho do mesmo. Também se diz do estado de uma estrutura quando esta não opera mais na condição ideal para a qual foi projetada, mas funciona adequadamente, porém abaixo de sua capacidade (Farrar & Worden, 2013).

Falha: Estado de uma estrutura quando não pode mais operar satisfatoriamente. Também pode ser definida como uma mudança no sistema, que produz uma redução de qualidade inaceitável (Farrar & Worden, 2013). Entendendo-se por qualidade os propósitos/requerimentos do usuário.

Defeito: São as imperfeições inerentes aos materiais. Do ponto de vista estatístico, todos os materiais possuem algum defeito (Farrar & Worden, 2013).

Muitos pesquisadores da área sugerem que o SHM é fundamentalmente um problema de reconhecimento de padrões estatísticos. Entendendo-se reconhecimento de padrões como uma diferença sutil obtida através da análise comparativa de dois estados (um antes e um depois) de qualquer característica sensível aos danos. A Figura 5 ilustra melhor esse conceito, na qual observa-se um histórico de resposta dinâmica para um sistema sem danos e para o mesmo sistema com danos.

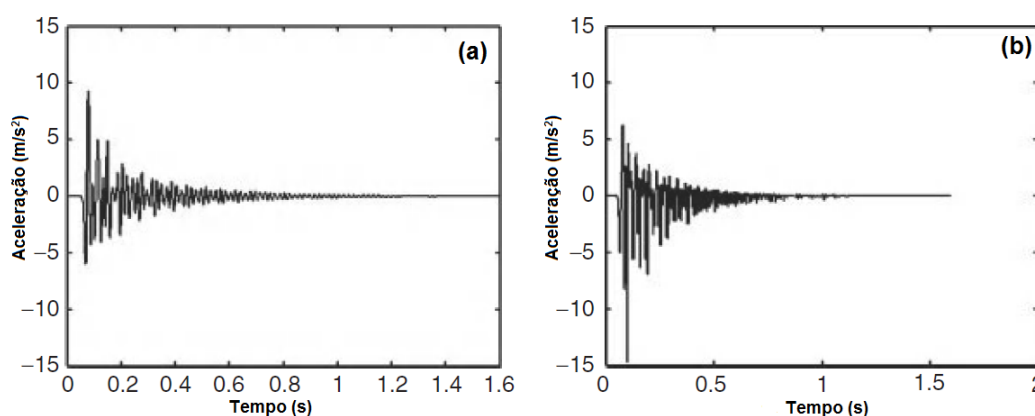


Figura 5. Histórico de resposta dinâmica de um sistema nos estados: (a) sem danos e (b) com danos.

Fonte: Farrar & Worden (2013).

Segundo Rytter (1993), o SHM visa responder 4 perguntas básicas sobre a condição da estrutura:

1. Existe dano na estrutura? (Existência).
2. Onde está localizado o dano? (Localização).
3. Quão severo é o dano? (Quantificação).
4. Quanto de vida útil resta à estrutura? Pode-se recuperá-la? (Prognóstico).

Fazendo uma analogia do SHM às funções matemáticas, podemos visualizá-lo como uma função que fornece uma resposta da existência ou ausência de danos (saída ou variável dependente), em função dos muitos fatores que influenciam essa resposta (entradas ou variáveis independentes), como mostrado nas equações (1) e (2).

$$f(x, y, z \dots n) = SHM(\text{danos}, \text{temperatura}, \text{umidade}, \text{vento}, \text{etc}) \quad (1)$$

$$\text{Resultados} = SHM(\text{danos}, \text{temperatura}, \text{umidade}, \text{etc}) \quad (2)$$

2.2 O Processo de Monitoramento Estrutural (SHM)

Segundo Sohn, *et al.*, (2004) o processo de SHM está dividido em 4 grandes etapas:

- Avaliação operacional.
- Aquisição dos dados e processamento dos sinais.
- Extração das características sensíveis aos danos e condensação da informação.
- Discriminação estatística das características sensíveis aos danos.

2.2.1 Avaliação Operacional:

Nesta etapa, busca-se definir 4 fatores-chave que são: O tipo de dano que se pretende identificar (fissuras, plastificação da seção transversal, etc.), as condições ambientais e operacionais às quais a estrutura está submetida (variação da temperatura durante as medições, umidade, tipo de excitação), as limitações para a instrumentação/coleta de dados e a relação custo/benefício de monitorar essa estrutura. Tudo isso permitirá selecionar as características mais apropriadas dos equipamentos de medição, assim como a metodologia experimental, as características a serem extraídas e o tratamento estatístico delas.

2.2.2 Aquisição dos Dados e Processamento do Sinal:

Nesta etapa, os ensaios dinâmicos são realizados a fim de se obter as respostas dinâmicas da estrutura e o posterior processamento dos sinais obtidos. Entretanto, antes de executar os ensaios, é preciso selecionar o método de excitação, as grandezas físicas a serem medidas (comumente acelerações), o número de sensores a serem usados, a posição dos sensores na estrutura, equipamentos para aquisição e armazenamento do sinal proveniente dos sensores, parâmetros de aquisição, tais como: taxa de amostragem, filtros passa baixa/alta/banda, duração do ensaio, entre outros fatores próprios da metodologia experimental. Muitos desses fatores só podem ser conhecidos - dependendo da complexidade da estrutura - fazendo-se uma análise modal prévia via modelo de elementos finitos. Além disso,

nesta etapa se faz um pré-processamento do sinal obtido a fim de facilitar a extração de características sensíveis aos danos.

Métodos de Excitação:

Excitação forçada: É feita através de meios mecânicos, hidráulicos ou eletromecânicos, na qual é aplicada uma força de intensidade, duração e forma conhecida, ou seja, de natureza determinística. São exemplos deste tipo de excitação: vibradores de massa excêntrica, queda livre de peso, martelo de impacto, atuadores servo-hidráulicos, entre outros (ver Figura 6).

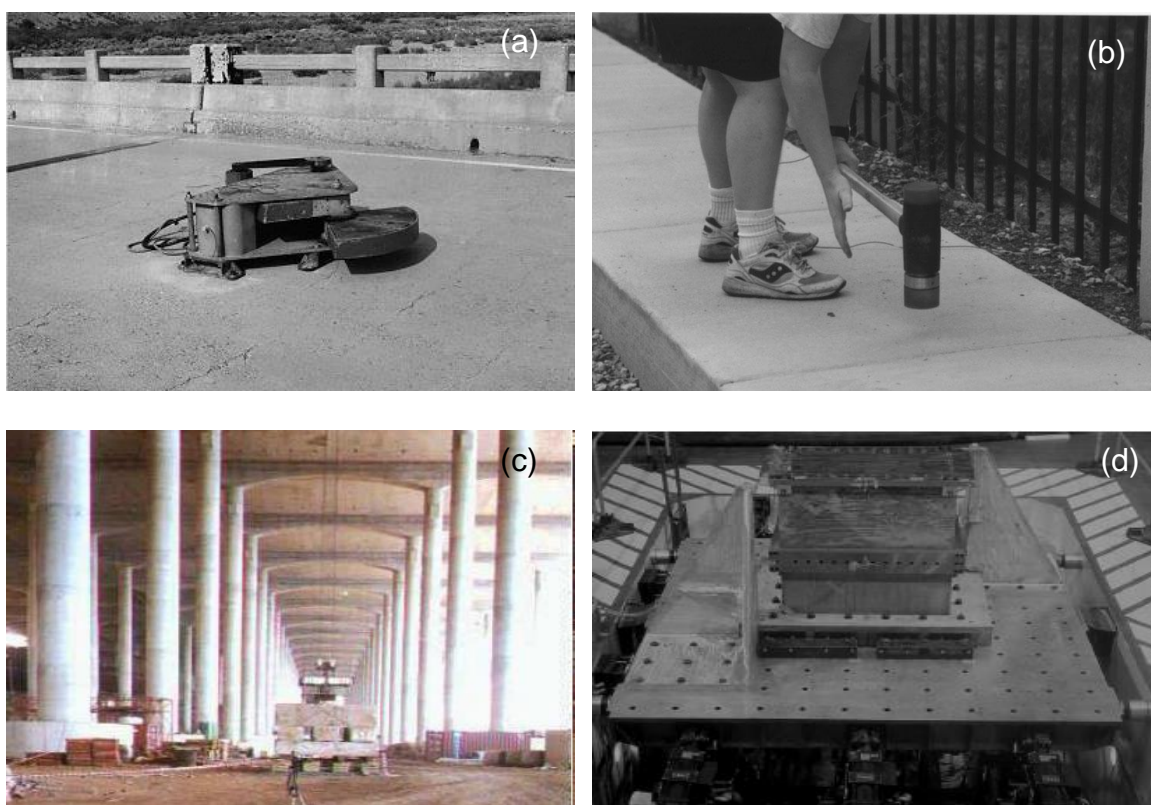


Figura 6. Métodos de excitação forçada. (a) Vibrador de massa excêntrica, (b) Martelo de impacto, (c) Energia elástica de deformação, (d) Vibrador hidráulico multiaxial. **Fonte:** Sohn, *et al.* (2004).

Excitação Ambiente: É aquela provocada pelas condições normais de operação de uma estrutura, nas quais as forças atuantes têm natureza aleatória (estocástica). São exemplos deste tipo o tráfego veicular e o vento em uma ponte ou em uma torre, as ondas que impactam sobre uma plataforma offshore (Figura 7). Nos casos de SHM, esse tipo de excitação é muito utilizado por razões econômicas e de operação. No caso das pontes, por exemplo, não é necessário fechar o tráfego para se efetuar as medições.



Figura 7. Excitação ambiente. (a) tráfego em uma ponte, (b) ondas que impactam em uma plataforma offshore. **Fonte:** Panoramio (2011).

Sensores e grandezas físicas:

As grandezas físicas mais utilizadas no SHM são as acelerações, as deformações e os deslocamentos; portanto os instrumentos usados para medir essas grandezas são: acelerômetros, sendo os do tipo piezoelétricos os mais comuns, extensômetros elétricos (*strain-gages*) e transdutores de deslocamentos (LVDT's), respectivamente. Adicionalmente, medem-se a temperatura, vento e umidade para levar em conta os efeitos ambientais e também para considerar o efeito que a temperatura tem sobre as tensões e deformações. É importante mencionar que os históricos obtidos com acelerômetros não devem ser duplamente integrados computacionalmente para se obter um histórico de deslocamentos, pois, além de introduzir erros numéricos, os acelerômetros piezoelétricos não conseguem registrar o salto do sinal, produzido quando ocorrem deformações plásticas. Se feito, a estimativa do histórico de deslocamentos não será confiável (Sohn, et al., 2004).

Processamento dos sinais:

São as atividades ou sub-processos que visam adequar o sinal a fim de facilitar o processo de extração das características sensíveis aos danos. Entre eles estão:

Normalização dos Dados: Consiste em separar as variações provenientes de fatores ambientais (como temperatura e vento) das variações provenientes dos danos através de um tipo de “filtragem” do sinal.

Limpeza dos Dados: Consiste em escolher quais canais (sinais) entre os vários existentes, serão utilizados para extrair as características sensíveis aos danos.

2.2.3 Extração das características sensíveis aos danos e condensação da informação:

É nesta etapa em que os dados dos sinais captados pelos sensores são transformados em alguns parâmetros ou valores dos quais seja possível identificar danos estruturais (Sohn, et al., 2004). Em geral, os efeitos de um dano estrutural podem ser classificados como lineares e não-lineares. O primeiro caso é uma situação em que a estrutura se encontra inicialmente no domínio elástico-linear e permanece no mesmo domínio após a ocorrência de danos. No segundo caso, o comportamento da estrutura torna-se não-linear após a ocorrência de dano. É possível notar que a não-linearidade ocorre para danos severos, como por exemplo, formação de fissuras por fadiga devido aos ciclos de carregamento, à plastificação da seção transversal de um elemento de aço, entre outros (Alves, 2012). Esta etapa do SHM é a que mais atenção recebe na literatura e todas as metodologias desta etapa visam atingir dois grandes objetivos que são a condensação dos dados e a fusão dos dados.

Condensação de Dados: busca condensar a informação de grandes arranjos de sensores sem perder detalhes importantes. Por exemplo, um vetor de aceleração de uma viga que está discretizado por 8000 pontos de leitura pode ser comprimido em um vetor que contém 6 valores: as 3 primeiras frequências naturais com suas respectivas taxas de amortecimento, por exemplo.

Fusão de Dados: busca misturar informação de diferentes fontes com o intuito de melhorar a precisão na detecção de danos. Por exemplo, pode misturar-se dados dos sinais dos acelerômetros às coordenadas espaciais de cada um deles sobre a estrutura, às temperaturas e às deformações medidas nesses pontos, todos agrupados em uma única matriz.

Na Tabela 1 são apresentadas algumas das metodologias empregadas para a extração das características sensíveis aos danos, segundo Sohn, *et al.*, (2004).

Tabela 1 Metodologias para a extração das características sensíveis a danos

Métodos para respostas dinâmicas lineares.	Métodos para respostas dinâmicas não lineares.
Frequências Naturais	Análise Tempo – Frequência
Função de Resposta de Frequência (FRF)	Decomposição empírica dos modos
Formas Modais (MAC e CoMAC)	Transformada de Hilbert
Curvatura das formas modais	Análise de componentes principais (PCA)
Energia de deformação modal	Atualização do modelo de elementos finitos
Taxas de amortecimento	Funções de autocorrelação
Flexibilidade Dinâmica	
Vetores de Ritz	
Análise da variável canônica	

Fonte: adaptado de Sohn, *et al.* (2004)

2.2.4 Discriminação estatística das características sensíveis a danos

Nesta etapa do processo são implementados algoritmos de reconhecimento avançado de padrões estatísticos. Esses algoritmos operam sobre as características extraídas dos sinais visando um reconhecimento sofisticado dos danos estruturais (Sohn, *et al.*, 2004). Dentro desta etapa do processo de SHM existem duas grandes famílias de algoritmos: os de aprendizagem supervisionada e os de aprendizagem não supervisionada.

Aprendizagem supervisionada: família de algoritmos usados quando se dispõem de dados anteriores da estrutura que está sendo monitorada, ou seja, quando se dispõem dados da estrutura sem danos ou de uma época anterior. Os algoritmos agrupados nessa família também são conhecidos genericamente como algoritmos de classificação e regressão.

Aprendizagem não supervisionada: família de algoritmos usados quando não se dispõem de dados anteriores da estrutura que está sendo monitorada. Os algoritmos dessa família também são conhecidos genericamente como algoritmos de Detecção de Anomalias (Novelty Detection). O fato de eles não terem um estado anterior para comparar, só lhes permite detectar a presença de danos, mas não de quantificá-los,

pois eles baseiam-se num padrão estatístico no qual toda característica que sair desse padrão é identificada como uma anormalidade e, conseqüentemente, “etiquetada” como dano. A Tabela 2. resume os tipos de algoritmos destas famílias.

Tabela 2. Algoritmos de aprendizagem supervisada e não supervisada

Aprendizagem supervisada	Aprendizagem não supervisada
Análise da Resposta de Superfície	Análise de Diagramas de Controle
Discriminante de Fisher	Detecção de Anomalias
Redes Neurais	Redes Neurais
Algoritmos Genéticos	Testes de Hipótese
Máquinas de Vetor Suporte	Densidade Espectral
	Inferência de Probabilidade Bayesiana

Fonte: Adaptado de Sohn, *et al.* (2004)

2.3 Trabalhos relevantes ao tema.

Farrar, *et al.* (1994) fizeram o monitoramento da ponte I-40 sobre o Rio Bravo em Novo México, Estados Unidos, para estudar o uso dos parâmetros modais como indicadores de dano. A ponte era formada por dois vãos de 39,9m e um vão central de 49,7m, compostos por duas vigas de perfil I de aço e transversinas de perfil I soldadas que suportavam o tabuleiro de concreto reforçado. Essa ponte tinha a particularidade de seguir a um “padrão” igual a outras 2.500 construídas entre 1960 e 1970, das quais muitas delas colapsaram exibindo a mesma patologia: fratura por fadiga na alma da viga principal onde era soldada à viga secundária (transversina). A causa mais provável dessa fratura foram esforços devidos à flexão fora do plano. Tendo em vista o fato de que a ponte ia ser demolida, os pesquisadores realizaram os testes usando vibração ambiente proveniente do tráfego veicular antes de a ponte ser interditada (cenário sem danos) e testes de vibração forçada usando um shaker - que gerava uma força de 9,9kN - após a ponte ser interditada. Assim, obtiveram medições nos estágios sem danos usando excitação ambiente e medições nos estágios com dano usando excitação forçada. Nos testes de vibração forçada, foram feitos cortes progressivos na seção transversal da viga principal no meio do vão, por meio de uma serra elétrica para simular as fraturas descritas na patologia das outras pontes (Ver Figura 8). Para medir a resposta dinâmica, foram usados 26 acelerômetros piezoelétricos colados com cimento endodôntico no centro da alma das vigas principais e igualmente espaçados ao longo do comprimento. Os acelerômetros

tinham sensibilidade de 1V/G, faixa de operação de 1 a 2.000Hz e amplitude máxima de 4g. Os históricos registrados foram amostras de 32 e 64 segundos discretizados em 1.024 pontos por meio de uma estação de coleta de dados integrada a um software comercial que realizou extração dos parâmetros modais. O software baseava-se em algoritmos de funções de correlação cruzada (método no domínio da frequência) e de ajuste exponencial complexo da curva (método no domínio do tempo). Para extrair os parâmetros modais, foram analisados todos os canais, mas os resultados finais foram extraídos de 2 canais que apresentavam os melhores sinais.

Ainda neste trabalho o coeficiente MAC (Modal Assurance Criterion) foi utilizado para comparar as variações dos modos de vibração para os estágios com e sem danos. A Figura 9a mostra a primeira frequência em função do nível de dano nos ensaios de vibração forçada e a Figura 9b compara a primeira frequência natural identificada nos ensaios de vibração ambiente e de vibração forçada. Os pesquisadores concluíram que a variação da primeira frequência entre o estágio sem danos e com danos foi de 7,6% e, através de MAC, só foi possível identificar uma variação considerável para o último estágio de danos. Em publicações posteriores, o autor principal do estudo atribui o incremento da primeira frequência nos cenários de dano 1 e 2 devido ao efeito das variações na temperatura entre os ensaios.

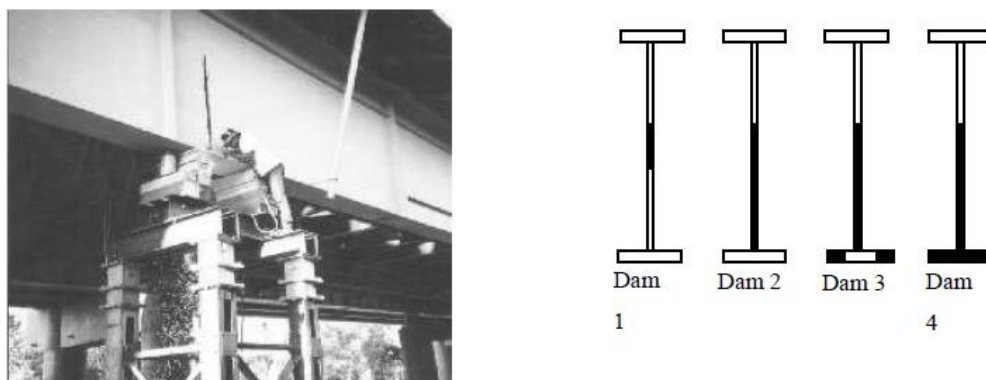


Figura 8. Cenários de dano simulados por meio de cortes na seção transversal da viga. **Fonte:** Sohn, *et al.* (2004).

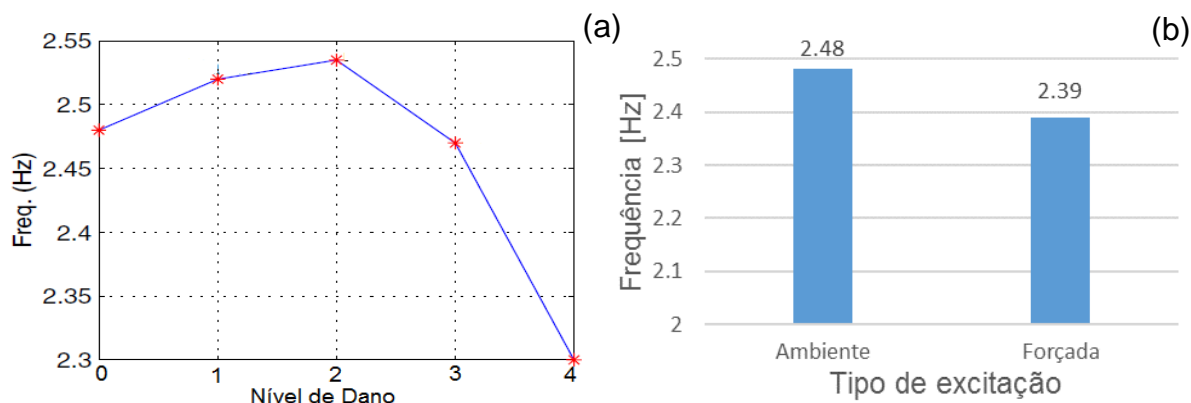


Figura 9: (a) primeira frequência em função do nível de dano. Neste estudo não se analisou a temperatura. **Fonte:** Sohn, *et al.* (2004). (b) comparação do valor da primeira frequência para o cenário sem danos, usando vibração ambiente e vibração forçada. **Fonte:** Adaptado de Farrar, *et al.* (1994).

Em outro estudo, Farrar, *et al.*, (1997) monitoraram a ponte Alamosa Canyon nos Estados Unidos, a qual é uma estrutura mista composta por 7 vãos. Cada vão é bi-apoiado e tem dimensões de 7,3m de largura e 15,2m de comprimento. Perfis W30x116 compõem as 6 vigas principais com a mesa superior e conectores de cisalhamento embutidos na laje de concreto que forma o tabuleiro. A resposta dinâmica foi registrada por dois tipos de acelerômetros, uns para medir a resposta dinâmica da estrutura e outros para medir as características da fonte de excitação; os do primeiro tipo, foram 30 acelerômetros piezoelétricos montados com bases magnéticas no centro da alma das vigas principais e espaçados uniformemente ao longo do comprimento. Eles tinham uma resolução de 1V/g, faixa de operação de 1 a 2.000Hz e valor pico máximo de 4g. Já os segundos tinham sensibilidade de 100mV/g, faixa de operação de 5 a 15.000Hz e foram montados sobre bases de alumínio fixadas com epóxi em dois pontos distintos situados sobre a laje da estrutura (pontos de excitação A e B respectivamente). Como fonte excitadora, foi utilizado um martelo de impacto com peso de 53,4N e sensibilidade aproximada de 0,73mV/Lb (15,77mV/N) podendo medir um pico máximo de força de 5.000Lb (2.268Kg). Para gravar e processar os sinais, foram usados 4 módulos conversores A/D marca HP e um software comercial para o processamento. O tempo de amostragem para cada ensaio foi de 16 segundos, discretizado em 2.048 pontos e os ensaios foram realizados ao longo de 24 horas com intervalos de 2 horas. A temperatura foi medida por 4 termômetros comuns montados com fita adesiva no centro das almas das vigas principais exteriores e dos dois lados (interno e externo) da laje de concreto, no meio

do vão. Todos os termômetros foram protegidos da exposição direta ao sol e as leituras foram feitas por inspeção no momento dos múltiplos ensaios.

Antes de começar os ensaios, foi feita a verificação da reciprocidade e linearidade da resposta da estrutura. Isto é, obter a mesma resposta dinâmica, quando colocada a fonte excitadora no ponto A e medidas as acelerações no ponto B e vice-versa. Para isso, foram comparados os espectros obtidos em ambos casos e encontrou-se que a estrutura apresentava reciprocidade somente na faixa de frequências entre 5 e 25Hz, pois nesse trecho os espectros apresentavam diferenças desprezíveis.

Como características sensíveis aos danos foram usadas: Espectros das funções de resposta de frequências (FRF – Frequency Response Function), Densidade Espectral (PSD – Power Spectral Density) e Colinearidade de Fase Modal (MPC – Modal Phase Collinearity). Para extrair essas características foi usado um software comercial baseado na metodologia ERA (Eigensystem Realization Analysis). A Figura 10 mostra o valor médio da primeira frequência em função do tempo.

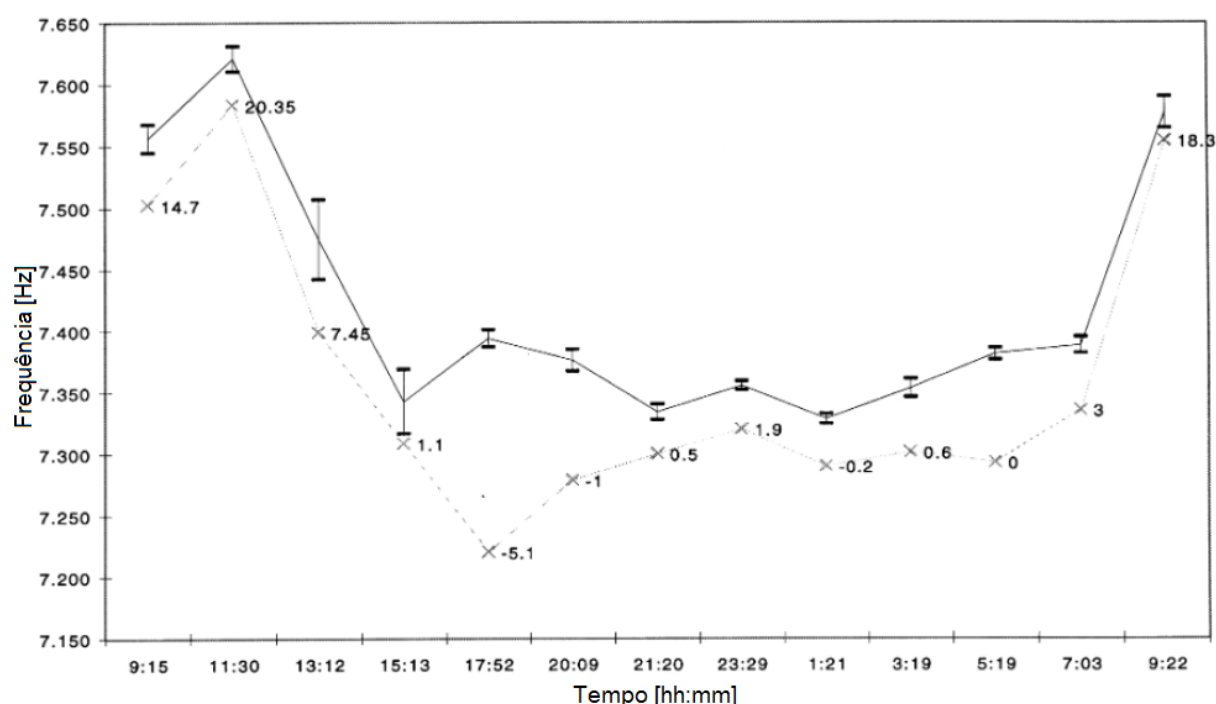


Figura 10. Variação da primeira frequência ao longo do tempo devido ao efeito da temperatura. As barras verticais representam o intervalo de confiança das medições (95%). As linhas tracejadas e os números que as acompanham mostram o gradiente de temperaturas no tabuleiro da ponte no momento do ensaio. **Fonte:** Farrar, *et al.* (1997).

Os pesquisadores concluíram que a variação do valor médio da primeira frequência devida ao efeito da temperatura foi de aproximadamente 5% ao longo de todo o período de monitoramento.

Alampalli, (1998) fez ensaios em uma pequena ponte em desuso na cidade de Nova York. A ponte tinha um vão de 6,76m e era composta por duas vigas principais W18X64 engastadas nos apoios da ponte e transversinas parafusadas na alma das vigas principais e tabuleiro de concreto. Para os testes, foi utilizado apenas um acelerômetro com sensibilidade de 100mV/g e, como fonte de excitação, um martelo de impacto com ponta de plástico e uma célula de carga – com sensibilidade de 10mV/Lbf (2,2V/N) – acoplada na ponta para medir a força do impacto. Um condicionador de sinais foi utilizado para gravar os históricos da resposta vibratória. O tabuleiro da ponte foi dividido em regiões “quadradas” de modo que resultaram 54 pontos nodais. Em seguida, foram realizados vários ensaios com o acelerômetro posicionado em vários desses pontos, tendo o cuidado que não fosse um ponto de deslocamento zero para alguns dos modos desejados. A reciprocidade do sistema também foi testada nestes ensaios, ou seja, excitando o ponto “A” e lendo as vibrações no ponto “B”, obteve-se o mesmo valor na primeira frequência quando excitando o ponto “B” e lendo as vibrações no ponto “A”.

Os parâmetros modais foram extraídos usando um software comercial e as funções de coerência calculadas a partir dos dados mostraram valores acima de 95%. A temperatura do tabuleiro da ponte foi medida por um único termômetro colocado no meio do vão. O pesquisador realizou 26 ensaios entre outubro de 1997 e abril de 1998, registrando a temperatura e extraíndo as três primeiras frequências e taxas de amortecimento. A Figura 11 mostra o gráfico da variação da primeira frequência e da temperatura em função do tempo.

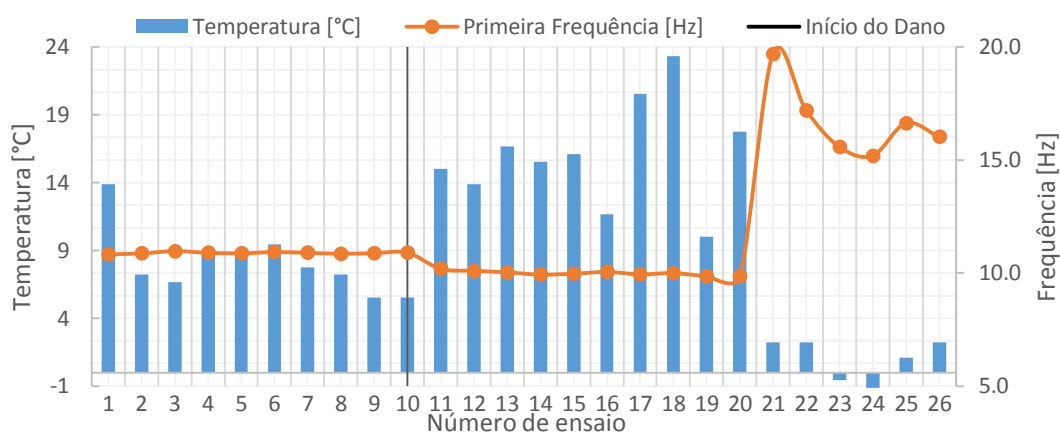


Figura 11. Valores de temperatura e da primeira frequência natural de todos os ensaios realizados.

Fonte: Adaptado das tabelas 1,2 e 3 de Alampalli (1998).

Os danos artificiais introduzidos na ponte foram cortes com serra nas mesas inferiores das vigas principais e os resultados mostraram que, após a inserção do dano, houve um decréscimo nos valores da primeira frequência. No entanto, não se pode atribuir diretamente essa diminuição na frequência como decorrente do dano, pois também houve um incremento na temperatura ambiente. Além disso, observou-se que depois da leitura de nº 20, as temperaturas ficaram muito próximas dos 0°C e, conseqüentemente, as frequências aumentaram. Esse fenômeno está associado à mudança das condições de contorno da ponte devido ao congelamento dos apoios, o que fez com que as vigas se comportassem como vigas perfeitamente engastadas.

Na Figura 12 são mostrados os 20 primeiros ensaios (até antes do congelamento dos encontros). A escala vertical foi ampliada para se observar com maior clareza a influência das variações da temperatura sobre os parâmetros modais dos cenários sem e com danos. Já na Figura 13, mostra-se a correlação entre frequências e temperaturas usando um gráfico de dispersão.

O autor concluiu que, para obter um modelo capaz de identificar danos estruturais, precisa-se a medição da variação dos parâmetros modais ao longo de todo um ciclo ambiental, ou seja, ao longo de pelo menos um ano, para levar em conta todas as variações sazonais da temperatura.

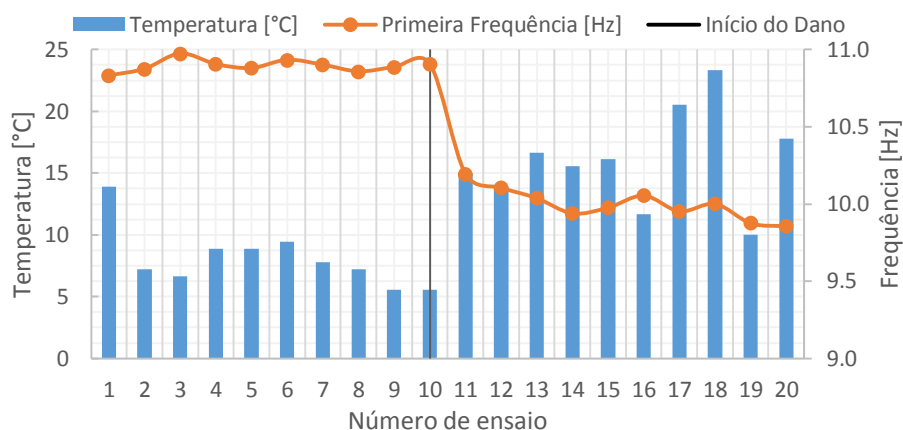


Figura 12. Valores de temperatura e da primeira frequência natural para os 20 primeiros ensaios realizados. **Fonte:** Adaptado das tabelas 1 e 2 de Alampalli (1998).

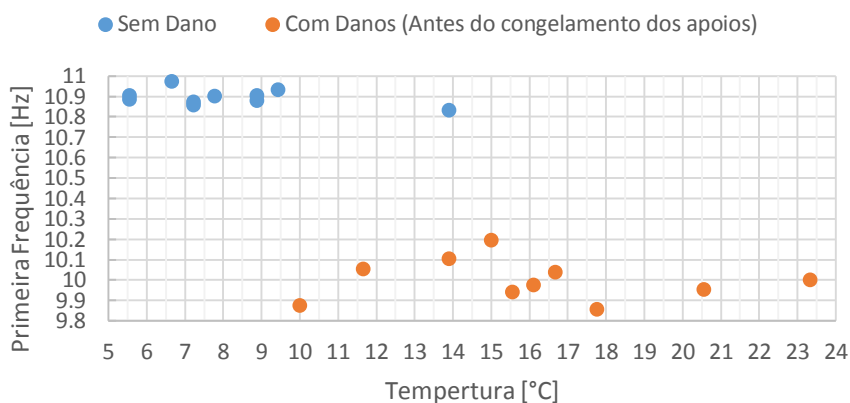


Figura 13. Dispersão entre os valores da primeira frequência e a temperatura. **Fonte:** Adaptado das tabelas 1 e 2 de Alampalli (1998).

Sohn, *et al.* (1999) usaram dados do monitoramento da ponte Alamosa Canyon, para desenvolver um filtro adaptativo que visava prever as frequências da ponte usando o perfil de temperatura como dados de entrada. Se as frequências estimadas a partir dos ensaios experimentais “caíssem” fora do intervalo de confiança das frequências previstas, então o filtro teria identificado uma variação atribuível a danos estruturais. O filtro baseava-se em um modelo de regressões lineares por mínimos quadrados, o qual ajusta a resposta (frequências) às variáveis de entrada (temperaturas). Um primeiro lote de dados foi usado para construir a regressão linear, ou seja, treinar o modelo. Um segundo lote de dados foi usado para prever as frequências, ou seja, testar o modelo. Para selecionar o perfil das temperaturas - provenientes de vários termopares instalados em diferentes pontos da estrutura - que

seriam usadas como dados de entrada para treinar o modelo, os pesquisadores abordaram este problema através de redes neurais auto associadas que ponderam a influência da posição do termopar na estrutura sobre o perfil da temperatura final. Observou-se que para o segundo lote de dados, vários dos valores estimados das frequências “caíram” fora dos intervalos de confiança das frequências preditas. Essa mudança nas frequências foi atribuída a um incremento na massa da ponte ocasionado por uma forte chuva - a qual alagou o tabuleiro - ocorrida horas antes de realizar os testes, dos quais obteve-se o segundo lote de dados.

Peeters & De Roeck (2001) descrevem o monitoramento contínuo ao longo de 9 meses sobre excitação ambiente da ponte Z-24 na Suíça (os detalhes da instrumentação e outros aspectos técnicos desse monitoramento encontram-se no trabalho de Krämer, *et al.*, 1999). A Z24 era uma ponte de seção caixão em concreto protendido com um vão principal de 30m e 2 vãos adjacentes de 14m. A ponte ia ser demolida devido à construção de uma nova ponte ferroviária a qual ocuparia uma parte do espaço físico da Z24. Durante o monitoramento foram coletados dados da resposta dinâmica da ponte sob excitação ambiente e de outros parâmetros, tais como velocidade e direção do vento, umidade, temperatura da superfície do tabuleiro da ponte, temperatura do ar, temperatura do solo nos apoios, assim como expansão e contração da ponte. No total, foram usados 64 sensores – dentre eles 24 termopares, 1 anemômetro e 16 acelerômetros – para monitorar todas essas variáveis. Ao momento de analisar os dados, do total dos 64 sensores instalados na ponte toda, os pesquisadores escolheram só 22 (os 16 acelerômetros e 6 termopares) para reduzir o volume de dados a serem tratados, sendo os históricos de aceleração e a temperatura no tabuleiro, os sinais usados para as análises. Isto se deu, pois eles estimaram que a temperatura era o fator que mais influência tinha sobre as variações das frequências naturais.

Para medir as acelerações em toda a ponte e poder reconstruir as formas modais foi preciso dividir o comprimento da ponte em 9 partes iguais, colocar o arranjo de 16 acelerômetros em cada uma delas (setup) e realizar os ensaios, mantendo sempre 3 acelerômetros de referência. As leituras foram obtidas de forma automática por diversos equipamentos a intervalos de 1 hora e foram registrados 11 minutos de sinal para cada setup usando uma taxa de amostragem de 100Hz.

Para a extração dos parâmetros modais usaram o método de Identificação Estocástica em Subespaços (SSI – Stochastic Subspace Identification) e para escolher os modos físicos dos diagramas de estabilização programaram um algoritmo que fazia esse trabalho baseado na métrica dos desvios-padrões. Uma vez obtidos os parâmetros modais e os valores das temperaturas, desenvolveram um Modelo Dinâmico Autorregressivo com entradas exógenas (ARX – Autoregressive with exogenous inputs) que fazia a correlação entre o primeiro modo de vibração em função das temperaturas lidas. Usando dados de ensaios posteriores e com o perfil de temperatura como dado de entrada, o modelo era capaz de prever os valores esperados das frequências com um intervalo de confiança de 95%, assim quando comparado o valor predito de frequência com o valor estimado de frequência, o modelo era capaz de identificar dano estrutural se o valor “caia” fora do intervalo de confiança.

Em um outro estudo, Peeters, *et al.* (2001) descrevem os testes de vibração forçada na ponte Z24, depois de interditada ao tráfego, para comparar os resultados da variação dos parâmetros modais em função do tipo de excitação e da temperatura para os cenários sem e com danos. Para excitar forçadamente a ponte, usaram dois vibradores (shakers) e um martelo (massa em queda livre) e como fonte de excitação ambiente usaram o vento, pessoas caminhando e o tráfego (dados que já tinham coletado antes de a ponte ser interditada). Para todos esses ensaios, depois de interditada, a ponte foi instrumentada com 2 termômetros no vão central e com 16 acelerômetros piezoelétricos em arranjo retangular. Para poder medir as acelerações em toda a ponte e assim reconstruir as formas modais, foi preciso dividir a ponte em 9 partes iguais (setups) e realizar os ensaios em cada uma delas, mantendo sempre 3 acelerômetros de referência. Usaram uma taxa de amostragem de 100Hz, filtro passa baixa de 30Hz, tempo de amostragem 11 minutos para cada ensaio -exceto os ensaios com o martelo, nos quais o tempo de amostragem foi de 82 segundos- e foram feitos 9 ensaios para cada tipo de fonte excitação. No caso da excitação com vibrador, foram usados dois deles, um posicionado no vão central e outro no início do primeiro vão operando ambos em uma faixa de frequências de 3 a 30Hz. Para extrair os parâmetros modais, foi usado o mesmo método descrito na seção anterior (o SSI) e obtiveram os valores médios e desvios-padrões dos 9 ensaios para cada tipo de excitação. Os pesquisadores concluíram que a diferença nos valores das frequências

e taxas de amortecimento para todos os tipos de excitação é desprezível quando as temperaturas são similares e, portanto, o tipo de fonte de excitação não tem influência significativa na variação dos parâmetros modais. Além disso, o MAC mostrou uma alta correlação entre os modos obtidos para todos os tipos de excitação.

Dos ensaios de vibração ambiente feitos antes da interdição da ponte, os pesquisadores observaram uma variação na primeira frequência de aproximadamente 14% devido ao efeito da temperatura (ver Figura 14). Essa variação exibe um comportamento bi-linear devido à mudança da rigidez do asfalto com a temperatura. Dentre os cenários de dano feitos artificialmente encontram-se: recalque de 80mm em um dos pilares do vão central, corte de 6 cabos de protensão. Mais detalhes podem ser encontrados no trabalho de Krämer, *et al*, (1999).

Usando o modelo ARX desenvolvido e treinado com dados da estrutura sem danos, como mencionado no trabalho de Peeters & De Roeck, (2001), foi possível identificar uma redução abrupta da primeira frequência, a qual corresponde à combinação dos modos de flexão e torção. Além disso, os pesquisadores enfatizaram que usando somente um canal de temperatura, ou seja, medições de apenas um termopar, é possível desenvolver um modelo ARX bastante preciso e confiável.

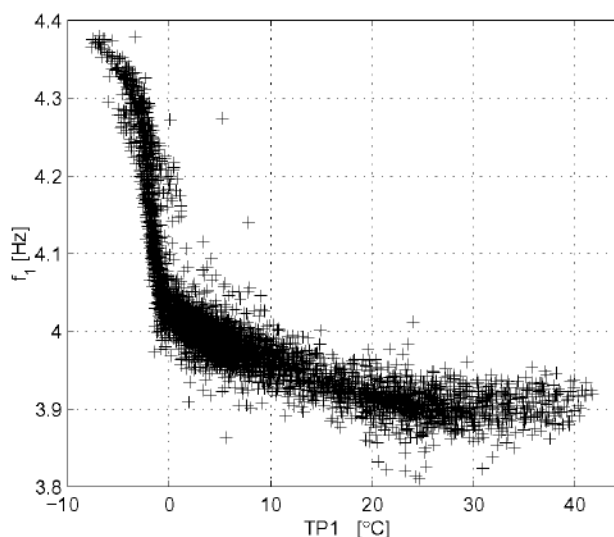


Figura 14. Variação da primeira frequência em função da temperatura. **Fonte:** Peeters, *et al*. (2001)

Yan, *et al*. (2005) propuseram uma metodologia para identificação de danos estruturais baseada no método de Análise de Componentes Principais (PCA – *Principal Component Analysis*). A metodologia assume que as variações ocasionadas

pela temperatura já estão embutidas nos parâmetros modais - as quais são assumidas lineares ou levemente não lineares – e, por isso, não é preciso fazer medições da temperatura da estrutura durante o processo de monitoramento.

Em outro trabalho Yan, *et al.* (2005) estenderam a metodologia proposta para o caso da não linearidade nas características de vibração causadas pela temperatura. Essa abordagem recebe o nome de Análise Local das Componentes Principais (*Local PCA*) e está fundamentada em subdividir os dados em vários grupos (clusterizar) e aplicar o método PCA em cada um deles. A metodologia foi testada usando os dados experimentais do monitoramento da ponte Z24 e os resultados mostraram que a metodologia tem uma boa sensibilidade na detecção de danos, ao mesmo tempo que lida com as não linearidades, por exemplo, para temperaturas abaixo dos 0°C onde ocorre o congelamento de algumas partes das estruturas e ocasionam uma resposta dinâmica não linear.

Cury, *et al.* (2012), usando ensaios dinâmicos, estudaram a influência da temperatura sobre as variações dos parâmetros modais e ao mesmo tempo avaliaram a efetividade de um reforço estrutural realizado à ponte PI-57 na França. A ponte PI-57 está localizada na rodovia A1, atravessa o rio Oise e comunica as cidades de Paris e Lille. É uma ponte de seção caixão em concreto protendido composta por 3 vãos de 18m, 116,5m, e 18m, respectivamente, perfazendo um comprimento total de 152,5m. A ponte foi submetida um procedimento de reforço estrutural já que apresentava trincas e deflexões excessivas no centro do vão, decorrentes de erros durante sua construção nos anos 60's. O procedimento de reforço se realizou em 2009 e consistiu na adição de 32.000kN de protensão aplicados por meio de 8 cabos ancorados nos encontros do vão central.

A ponte foi monitorada continuamente durante aproximadamente 6 meses antes de realizar o procedimento de reforço (de 21/11/2008 até 03/04/2009) e durante aproximadamente 6 meses, uma vez realizado o reforço (de 21/11/2009 até 03/04/2010). O plano de instrumentação consistiu de 16 acelerômetros verticais e 3 horizontais, todos eles do tipo piezoelétricos com sensibilidade de 1V/g, faixa de operação de 0,4 a 6.000Hz, pico máximo de aceleração de $\pm 5g$, faixa de temperatura de -54 a 100°C. Além disso, foram instalados 7 sensores de temperatura localizados todos a um terço do vão principal e distribuídos em toda a seção transversal da ponte,

medindo as temperaturas das paredes, fundo e topo da seção assim como a temperatura do ar no interior e exterior da seção transversal. Foi usada excitação ambiente proveniente do tráfego veicular, taxa de amostragem de 250Hz, filtro passa baixa de 30Hz e os acelerômetros registravam 5 minutos de sinal em intervalos de 3 horas, obtendo-se 972 sinais na primeira campanha de monitoramento e 1164 na segunda. Os sensores de temperatura registraram a temperatura em intervalos de 1 hora em ambas as campanhas de monitoramento. O efeito sazonal das temperaturas é mostrado na Figura 15.

Para extrair as características sensíveis aos danos foram utilizadas as técnicas SSI (Subspace Stochastic Identification) e RD (Random Decrement) combinadas. Também foi feita a modelagem em elementos finitos da ponte, para comparar as frequências e modos experimentais com os teóricos.

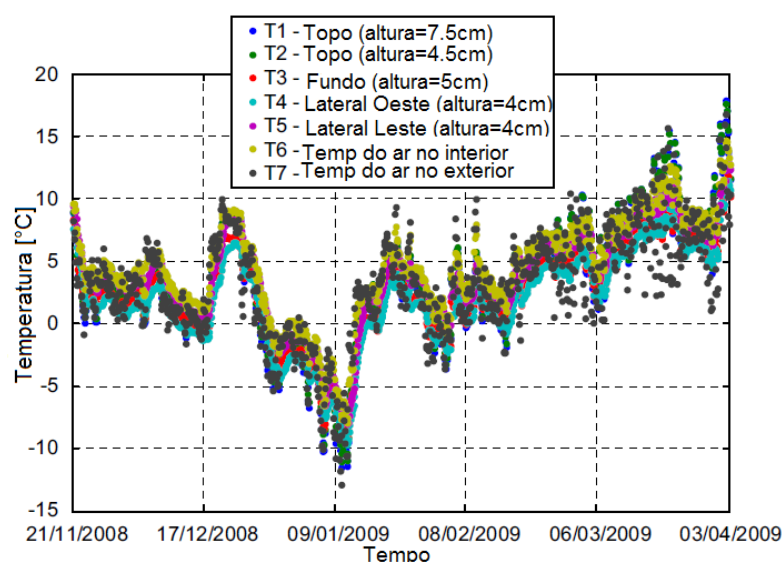


Figura 15. Histórico de temperaturas antes do reforço estrutural da ponte. **Fonte:** Cury, *et al.* (2012)

Uma vez extraídos os parâmetros modais, estes foram normalizados a um estado de referência (os parâmetros modais estimados a 0°C) para eliminar o efeito das variações de temperatura. Uma vez normalizados os parâmetros modais de toda a primeira campanha de ensaios, foi construído um modelo de regressões não lineares baseado em redes neurais, para determinar uma lei de correção de temperatura que eliminasse os efeitos térmicos sobre os parâmetros modais.

Para a detecção de danos, foi proposta uma técnica híbrida de detecção de anomalias baseada em análise de dados simbólicos e técnicas de clusterização. Os

autores concluíram que uma mudança de 4% na rigidez corresponde a 2% de mudança da primeira frequência, calculado para um nível de confiança de 90%. Concluíram, também, que as correções de temperatura melhoraram a detecção de anomalias para todos os métodos de clusterização.

Meruane & Heylen (2012) desenvolveram uma metodologia baseada em modelos a qual faz uso de algoritmos genéticos paralelos para correlacionar as formas modais com as temperaturas. Nesta metodologia, é preciso fazer uma modelagem em elementos finitos da estrutura estudada e esse modelo assume um módulo de elasticidade - do aço e do concreto - dependente da temperatura como usado já por vários pesquisadores, entre eles YAN *et al.* (2005). A metodologia foi testada com os dados de uma modelagem numérica de uma ponte e com os dados experimentais da ponte I-40. Para ambos casos se distinguiram as variações nas frequências causadas por danos e as variações causadas pelo efeito da temperatura. No caso da ponte I-40, o algoritmo falhou só no primeiro estágio de dano, mas nos estágios de dano seguintes o algoritmo identificou, localizou e estimou a severidade dos danos.

Os autores concluíram que antes de usar o algoritmo com total segurança é preciso melhorá-lo para abordar o problema da não linearidade, como quando ocorre congelamento ou mudanças das condições de contorno, mudança do módulo de elasticidade para temperaturas abaixo de zero. Também é preciso incluir outros materiais como o asfalto que traz uma grande rigidez à estrutura quando congelado e os gradientes de temperatura na seção transversal da estrutura porque até agora o algoritmo só trabalha com gradientes ao longo do sentido longitudinal.

Nguyen, *et al.* (2014) usaram dados do monitoramento de dois viadutos em Luxemburgo para testar uma metodologia de identificação de danos baseada no Método das Componentes Principais (PCA) e Índice de Anormalidades (NI – *Novelty Index*). Uma das estruturas, o viaduto Deutsche Bank, de 51m de comprimento total, formada por 3 vãos de 15m, 23m e 13m, respectivamente, e de seção transversal trapezoidal em concreto protendido por 29 cabos. O viaduto foi instrumentado com 12 acelerômetros situados nas bordas do tabuleiro, usou-se um *vibrador* como fonte de excitação e não houve medições da temperatura. Para simular cenários de danos por corrosão dos cabos, estes foram cortados de forma incremental até atingir um total de 9 cabos.

A segunda estrutura foi o viaduto Champangshielh, o qual tinha 102m de comprimento total e era composto de 2 vãos de 37m e 65m respectivamente, largura de 12,5m e seção caixão em concreto protendido por 112 cabos. O viaduto foi instrumentado por 20 acelerômetros localizados em ambas as bordas do tabuleiro, excitado por um *vibrador* e as temperaturas foram medidas no interior e exterior da seção transversal. Os cenários de dano simulados também foram a corrosão dos cabos, cortando-os de forma incremental até chegar a 70 deles. Para ambas as estruturas, as frequências naturais foram extraídas usando um software comercial baseado no método de Transformada de Onda (*Wavelet Transform*) e para a detecção dos danos usou-se as metodologias PCA e NI. Os resultados obtidos do primeiro viaduto indicaram um incremento nas frequências para os primeiros níveis de dano, o que vai contra a teoria. Ressalte-se que o PCA não precisa de medições das temperaturas, pois ela assume as variações ambientais embutidas na metodologia por meio de predições de erro do modelo. No entanto, não foi possível a identificação dos danos para este primeiro viaduto. Já no segundo viaduto, a PCA e o NI identificaram corretamente os danos, embora, desta vez, os danos foram mais severos e, portanto, esperava-se que a identificação fosse mais fácil.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo será dividido em várias partes, as primeiras referentes aos materiais, equipamentos e programas que foram utilizados na metodologia e seguidamente tratará da metodologia experimental propriamente dita.

3.1 Materiais

Perfil de barra chata de aço A36: Usado como viga metálica para os ensaios dinâmicos desta pesquisa, com comprimento 1520mm e seção transversal retangular com cantos arredondados de dimensões nominais de 25mm x 6mm (dimensões reais de 25,1mm x 5,9mm), possui limite de escoamento mínimo de 250MPa e tensão de ruptura entre 400 e 500MPa (Gerdau, 2015).

3.2 Equipamentos.

Forno elétrico: Equipamento para aquecimento da viga ensaiada. Tem dimensões nominais de 2000mm X 200mm X 250mm e foi construído especialmente para este trabalho (ver Figura 16a). Na seção 3.1.4 será detalhado o processo de construção.

Acelerômetros Piezoelétricos: São transdutores lineares de aceleração. Neste trabalho foram usados acelerômetros unidirecionais miniatura da marca Brüel & Kjaer® modelo Delta Tron® tipo 4507B os quais tem sensibilidade de 10mV/G, operam na faixa de frequências de 0.3Hz a 6KHz, faixa de acelerações de $\pm 700G$ e opera em faixas de temperatura entre $-54^{\circ}C$ a $121^{\circ}C$ (Brüel & Kjaer (a), 2012). Usa um cabo coaxial de baixa impedância tipo AO-0531. Ver Figura 16b.

Cabos do acelerômetro: Cabo coaxial tipo AO-0531 de baixa impedância, o que permite usar cabos muitos compridos sem perda ou atenuação do sinal. Opera em uma faixa de temperaturas de $-20^{\circ}C$ a $70^{\circ}C$ (Brüel & Kjaer (b), 2016) (Figura 16c).

Sistema de aquisição de sinais: equipamento da marca Lynx® modelo ADS2000. É um registrador/condicionador de sinais que possui 32 canais de entrada, conversor A/D de 16 bits de resolução, entrada multiplexada e comunicação com o

PC via IP (Ethernet). Pode fazer até 80,000 leituras por segundo e admite os seguintes sensores: termopares, extensômetros, acelerômetros, sensores de tensão e corrente, entre outros. É controlado através do software AqDados® 7.2 (Lynx Ltda (a), 2016).

Sensor de Temperatura (termopar): Marca Onset® modelo TMC-50HD, possui um comprimento de 15m (≈ 50') e é capaz de medir temperaturas na faixa de -40°C a 50°C em líquidos e -40°C a 100°C em sólidos e ar, com uma precisão de ±0.25°C na faixa dos 0°C a 60°C (Onset (a), 2015). Ver Figura 16e.

Datalogger: Marca Onset HOB0® modelo U12, é o aparelho encarregado de registrar as medições provenientes dos sensores de temperatura. Indicado para operar em ambientes onde a temperatura esteja na faixa de -20°C a 70°C, possui um conversor A/D de 12 bit que lhe permite gravar leituras a intervalos de segundos, minutos, horas, dias, semanas e meses. Tem memória interna de 64Kb, podendo assim armazenar até 43.000 leituras. Comunica-se com o PC através de conexão USB e é controlado pelo software HOB0ware® 3.5 (Onset (b), 2015). Ver Figura 16f.

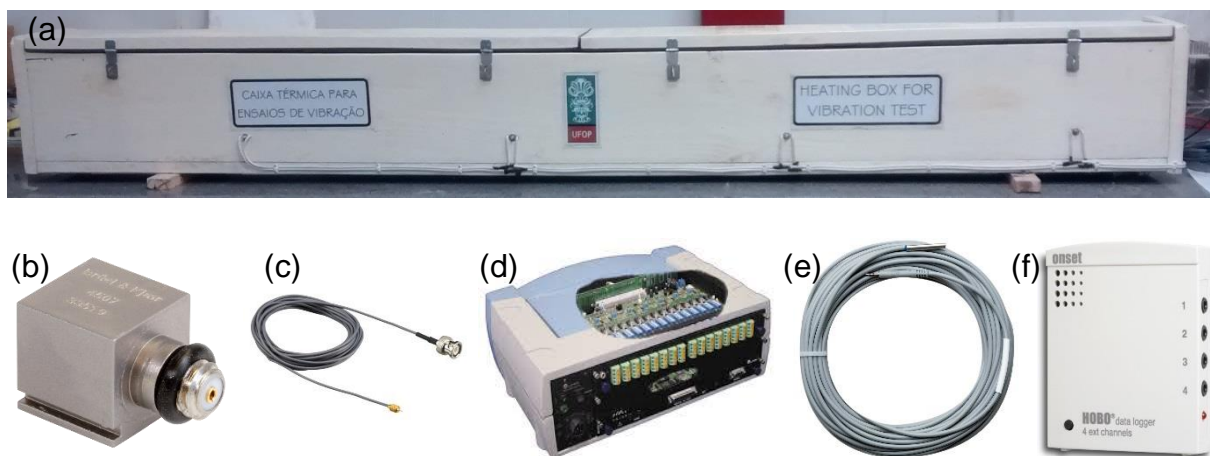


Figura 16. Equipamentos usados: (a) Forno elétrico, (b) Acelerômetro Brüel & Kjaer 4507B, (c) Cabo coaxial AO-3501, (d) Lynx ADS2000, (e) Sensor de temp. TMC-50HD, (f) Datalogger Hobbo U12.

3.3 Programas

AqDados® 7.02: software controlador do sistema de aquisição de sinais Lynx® ADS2000.

AqDAnalysis® 7.0: software de processamento de sinais. Processa os arquivos de série temporal gerados pelo software AqDados® 7.02.

Hoboware® 3.5: Software controlador do datalogger Onset HOB0®. Também serve para pós processamento dos sinais registrados pelos sensores de temperatura.

Matlab® R15a: ambiente de programação amplamente conhecido no mundo. Foi usado nesta pesquisa para o pré-tratamento dos arquivos que contém os históricos de aceleração do experimento, como plataforma para a execução da rotina RACAID e para fazer as análises estatísticas posteriores.

RACAID: Rotina que contém a metodologia SSI-DATA para análise modal de estruturas, desenvolvida por Cardoso (2015).

3.4 Construção do Forno Elétrico

A construção do forno elétrico foi desenvolvida nas etapas seguintes:

- Projeto mecânico: dimensionamento, material base, acabamento e vedação térmica.
- Projeto elétrico: componentes aquecedores, componentes de controle, funcionamento e montagem elétrica.

3.4.1 Projeto Mecânico.

Dimensionamento: Uma vez definido o comprimento das vigas a serem ensaiadas (na seção 3.2.1 do planejamento experimental) deu-se forma ao projeto do forno elétrico, resultando em uma forma de paralelepípedo de dimensões nominais de 2000mm x 200mm x 250mm, como ilustrado na Figura 17.

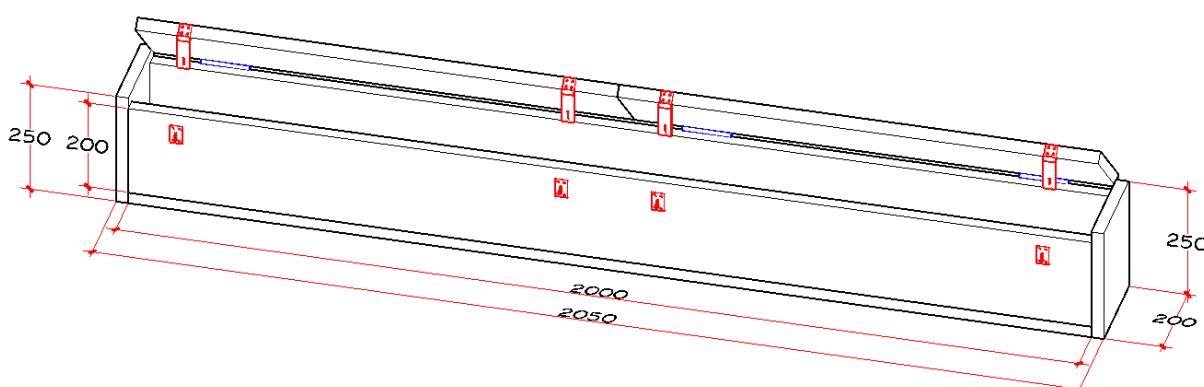


Figura 17. Dimensões nominais em mm do forno elétrico.

Material Base: Escolheu-se madeira como material base para a construção das paredes e tampas devido a sua versatilidade para construir formas retangulares,

seu baixo custo e ampla disponibilidade no comércio local. A Figura 18 e a Figura 19 mostram o processo de lixamento e montagem das paredes do forno elétrico.



Figura 18. Lixado das tabuas de madeira que conformam as paredes e tampas do forno elétrico.



Figura 19. Montagem das paredes e fundo do forno elétrico.

Acabamento: Para o acabamento usou-se massa para calafetar nos cantos e encaixes internos para melhorar a vedação térmica da caixa, e foi pintada com tinta acrílica comum da cor branca para ter um maior conforto visual e na hora de posicionar e instrumentar a viga (Figura 20).



Figura 20. Acabamento interior e exterior das paredes e tampas do forno.

Vedação Térmica: Para melhorar o desempenho térmico do forno, foi usada uma camada de cerâmica no fundo da caixa, para evitar que a madeira se queimasse

devido à proximidade com as resistências elétricas e também para diminuir as perdas de calor por condução no fundo do forno. O revestimento cerâmico na parte inferior foi fixado usando parafusos de \varnothing 4mm com arruelas e porcas das mesmas dimensões (Figura 21). Também se usou borracha de 1mm de espessura para melhorar o encaixe entre as peças cerâmicas e diminuir o risco de se quebrarem durante a fixação. A borda superior do forno, onde encaixam as tampas com as paredes, foi vedada com fita de espuma de polietileno de 19mm x 3mm a qual garante que o calor não escape por esses espaços (Figura 22). Para maiores detalhes das características da fita de vedação, consultar a ficha técnica do produto na referência: Adere® (2016). As folgas entre os fios dos instrumentos e os furos por onde passam foram recheados com silicone transparente.

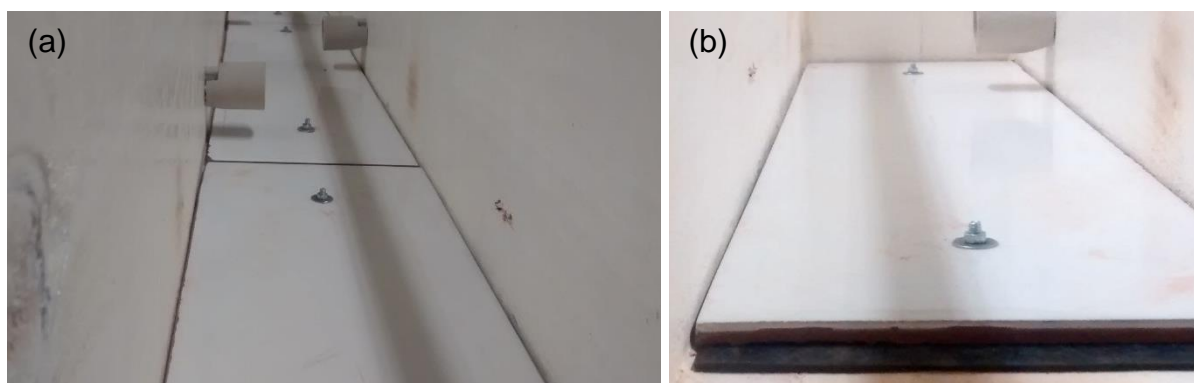


Figura 21. Revestimento cerâmico no fundo do forno. (a) Vista geral. (b) Detalhe da borracha.



Figura 22. (a) Vedação da parte superior do forno com fita de espuma de polietileno e (b) vedação com silicone nos espaços dos furos para os cabos.

3.4.2 Projeto Elétrico

A Figura 23 mostra o diagrama elétrico ilustrado do forno e visando tornar este texto mais claro, a descrição dos componentes do projeto elétrico foi dividida em componentes aquecedores e componentes de controle.

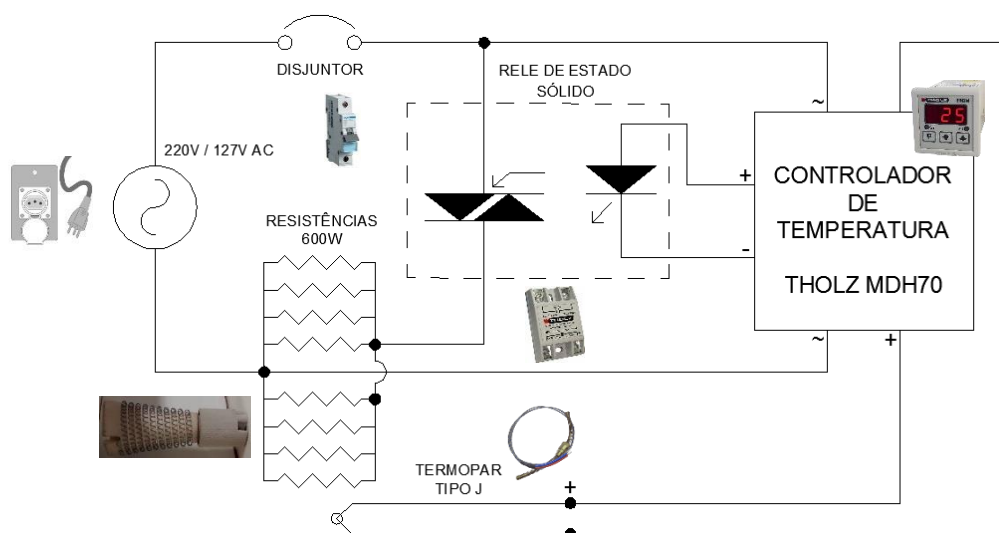


Figura 23. Diagrama elétrico ilustrado do forno.

Componentes aquecedores:

São resistências elétricas de fio de liga Níquel-Cromo bobinado sobre um cone cerâmico. A potência das resistências é de 600W e para o projeto elétrico foram utilizadas 8 resistências elétricas distribuídas uniformemente ao longo do forno, de modo a manter a temperatura a mais homogênea possível (Figura 24 e Figura 36). Escolheu-se este tipo de resistência por ser comum no comércio local e por ser de fácil instalação.



Figura 24. Resistência elétrica tipo cone e bocal para montagem.

Componentes de Controle:

Disjuntor: Foi usado um disjuntor seco do tipo residencial marca General Electric com capacidade de 32A para controlar a alimentação geral do forno. Para selecionar a capacidade do disjuntor, bastou fazer uma conta simples usando a equação 3. (Young, et al., 1999)

$$I = \frac{P}{E}; \text{ onde} \quad (3)$$

I : intensidade de corrente elétrica em Ampères

P : Potência dissipada pela resistência em Watt.

E : Tensão de alimentação da rede elétrica em Volts.

$$I = \frac{600 \text{ W}}{220 \text{ V}} = 2.72 \text{ A}$$

Assim, quando cada resistência opera em sua máxima potência, a corrente que a percorre é 2.72A. Como são 8 resistências, a corrente total do forno operando em sua máxima potência será de:

$$I_{max} = 2.72 \text{ A} \times 8 = 21.76 \text{ A}$$

Devido ao fato que no comércio local só havia disjuntores de 16A e 32A, foi escolhido o de 32A.

Controlador de Temperatura (Conjunto de: Controlador Digital de Temperatura Tholz® + Relé de estado sólido de 30A Tholz® + Termopar tipo J):

Para controlar a potência das resistências e, conseqüentemente, controlar a temperatura dentro do forno, usou-se um controlador digital de temperatura da marca Tholz®, modelo MDH70-N, que é um controlador para fornos industriais e facilmente encontrado na internet. O controlador de temperatura opera em conjunto com um termopar tipo J e um relé de estado sólido (Figura 25).

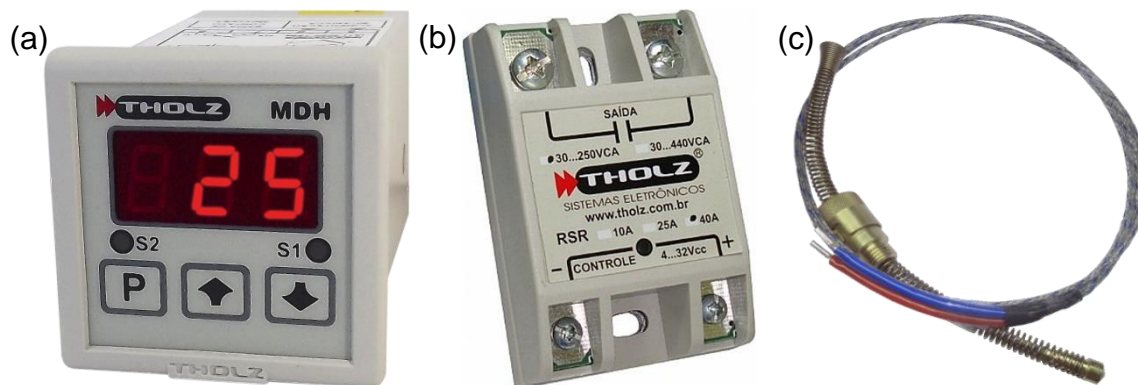


Figura 25. Conjunto de: (a) controlador de temperatura, (b) relé de estado sólido, (c) termopar tipo J.

Funcionamento: O controlador de temperatura é o encarregado de mandar um sinal elétrico ao relé para que este entre no estado de condução, alimentando as resistências elétricas, as quais geram calor devido ao efeito Joule. Conseguem-se, assim, incrementar a temperatura dentro do forno. Uma vez atingida a temperatura desejada, o controlador envia um sinal ao relé para que este interrompa o passo de corrente. O controlador monitora constantemente a temperatura dentro do forno através do termopar tipo J, o qual está instalado dentro do forno. Essa metodologia de controle é chamada de ON/OFF (THOLZ Sistemas Eletrônicos (a), 2011). A desvantagem dessa metodologia é que ela não evita o efeito da inércia térmica, o que faz com que a temperatura continue aumentando mesmo com as resistências desligadas (Figura 26a). Este efeito é indesejado neste trabalho, pois espera-se obter o maior grau de precisão possível na temperatura. O dispositivo Tholz® MDH-70 possui um outro método de controle de temperatura chamado de “controle proporcional” e funciona ligando e desligando as resistências a intervalos da ordem de décimos de segundo, melhorando assim, os efeitos da inércia térmica (Figura 26b).

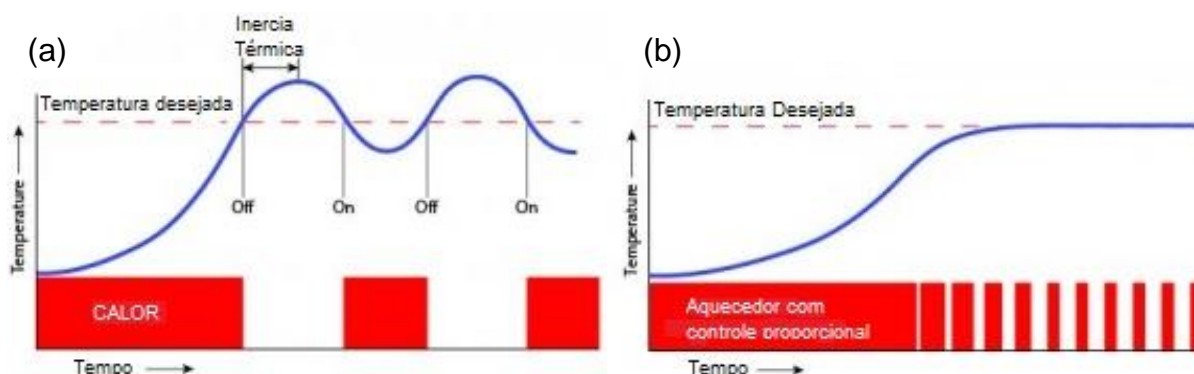


Figura 26. (a) metodologia de controle ON/OFF onde observa-se a inércia térmica, (b) metodologia de controle proporcional que diminui a inércia térmica. **Fonte:** Cleaning Technologies Group (2014).

Com relação ao relé de estado sólido e os fios elétricos que conectam as resistências elétricas, é importante mencionar que eles foram escolhidos usando o mesmo critério de dimensionamento usado para o disjuntor, ou seja, a máxima corrente que passará através deles. Chega-se, assim, a um valor nominal de 20A para ambos.

Montagem Elétrica: A Figura 27 mostra o processo da montagem de todos os componentes elétricos do forno. É importante ressaltar que o elemento sobre o qual está montado o relé de estado sólido (a base de alumínio) também faz a função de dissipador de calor, pois pelo fato de o relé ser um dispositivo eletrônico semicondutor, este gera calor durante sua operação e precisa de um dissipador de calor para seu correto funcionamento (THOLZ Sistemas Eletrônicos (b), 2014).

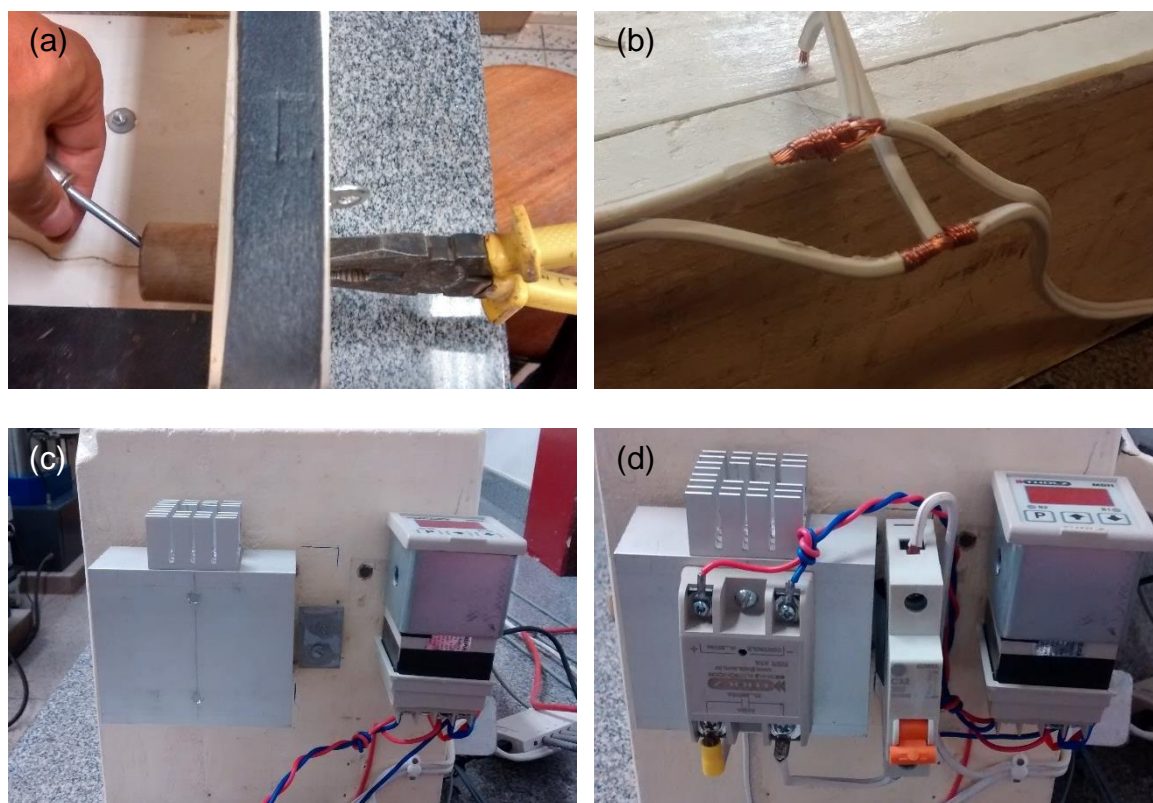


Figura 27. (a) Instalação dos bocais. (b) Conexão com os fios elétricos. (c) Elementos de fixação. (d) Conexão final de todos os componentes.

3.5 Metodologia

A metodologia usada ao longo desta pesquisa enquadra-se no escopo do Monitoramento Estrutural (SHM) descrito na revisão da literatura e está ilustrada no fluxograma mostrado na Figura 28. Os detalhes referentes a cada uma das etapas do processo serão descritos conforme se avance na leitura do texto.

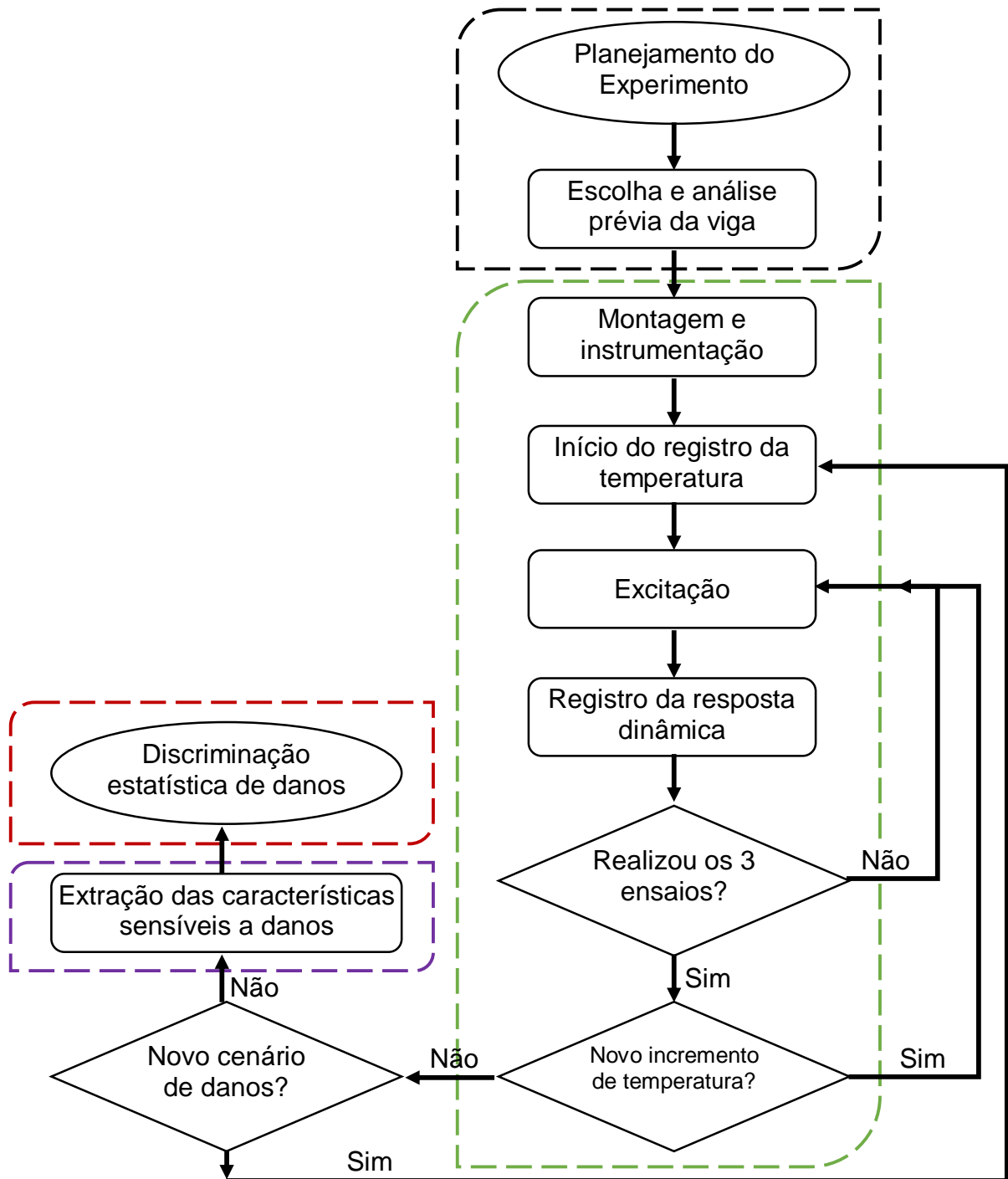


Figura 28. Metodologia experimental seguida nesta pesquisa.

3.5.1 Planejamento do Experimento

Visando avaliar a influência da temperatura sobre os parâmetros modais, foi pensado um experimento no qual fosse possível obter a resposta dinâmica de uma viga quando submetida a diferentes temperaturas fixas. Assim, surgiu a ideia de se construir um forno elétrico no qual seja fácil instalar e instrumentar uma viga bi-apoiada e realizar ensaios de vibração a diferentes temperaturas fixas com intervalos de $\pm 2^\circ\text{C}$, começando a 18°C até os 56°C . Escolheu-se como limite inferior 18°C porque essa é a temperatura mínima que é possível alcançar com o ar condicionado no Laboratório de Materiais de Construção Civil, onde os ensaios foram realizados, e escolheu-se como limite superior os 56°C para: i) obter uma quantidade razoável de medições; ii) obter uma variação de temperaturas maior que aquela decorrente das mudanças sazonais no Brasil (INPE/IMET, 2013); iii) não danificar os cabos dos acelerômetros, cuja temperatura segura de operação deve estar abaixo dos 70°C .

Além disso, decidiu-se realizar 3 ensaios para cada intervalo de temperatura, pois assim seria possível realizar um tratamento estatístico a partir dos resultados obtidos.

O forno elétrico deve ter as dimensões necessárias para instalar comodamente as vigas, ser construído com materiais disponíveis no comércio local e a um custo razoável. As dimensões do forno dependem das dimensões da viga a ser ensaiada.

Para medir as temperaturas e a resposta dinâmica da viga, dispõe-se de um conjunto de 4 termopares com seu respectivo registrador de dados e 6 acelerômetros piezoelétricos junto com o equipamento de aquisição/condicionador de sinais.

Os diferentes cenários de dano foram causados artificialmente por meio de entalhes na seção transversal da viga de aço.

3.5.2 Escolha e análise prévia da viga

A viga a ser usada nos experimentos deve ter comprimento e seção transversal (resultando em rigidez e esbeltez) tal que suas primeiras frequências naturais sejam baixas como na maioria das estruturas de Engenharia Civil (por exemplo: pontes e lajes, entre outras). Depois de fazer uma análise modal usando a equação (4) (Clough & Penzien, 2003), determinou-se que um perfil de barra chata em aço A36 com

dimensões nominais de 1500mm x 25mm x 6mm satisfazia às condições desejadas. A Figura 29 mostra a seção transversal com as dimensões reais da viga (25,1mm x 5,9mm) e a Tabela 3 mostra as três primeiras frequências do modo de flexão estimadas analiticamente com a equação (4) a temperatura ambiente (25°C).

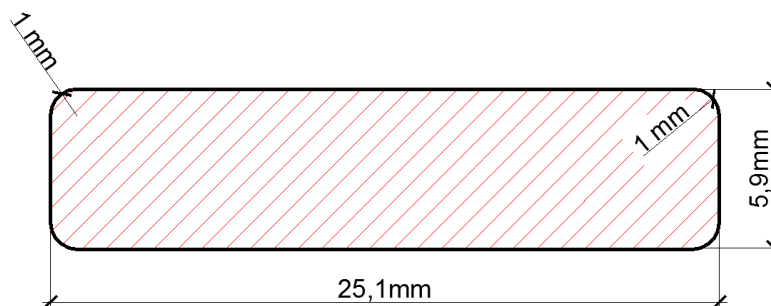


Figura 29. Seção transversal da viga de aço.

$$f_i = \frac{i^2 \times \pi}{2} \times \sqrt{\frac{E \times I}{\rho \times A \times L^4}}; \text{ Onde:} \quad (4)$$

i : 1, 2, 3

f_i : frequência em Hz

E : módulo de elasticidade a 25°C (200e9 GPa)

I : momento de inercia (429,58e-12 m⁴)

ρ : densidade do material (7.850 kg/m³)

A : área da seção transversal (148,09e-6 m²)

L : comprimento destravado (1,50m)

Tabela 3. Frequências naturais do modo de flexão da viga de aço a temperatura ambiente (25°C).

Frequência	Valor
Primeira	6,00 Hz
Segunda	24,00 Hz
Terceira	54,01 Hz

Os efeitos da temperatura sobre as frequências naturais da viga para o cenário sem danos, pode ser estimado teoricamente usando a equação (4) e substituindo o valor do E pelo funcional de Lie (Poh, 2001) que descreve a relação tensão-deformação-temperatura do aço estrutural segundo a equação (5). A Figura 30 mostra

a variação do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura para o intervalo de 18°C a 56°C.

$$E_0 \left[1 + \frac{T}{c_9 \ln\left(\frac{T}{c_{10}}\right)} \right] \text{ quando } 0^\circ\text{C} < T \leq 600^\circ\text{C}; \text{ onde} \quad (5)$$

E_0 : Módulo de elasticidade do aço a 0°C (201,04 GPa)

T : Temperatura em °C

c_9 : coeficiente igual a 1100

c_{10} : coeficiente igual a 2000

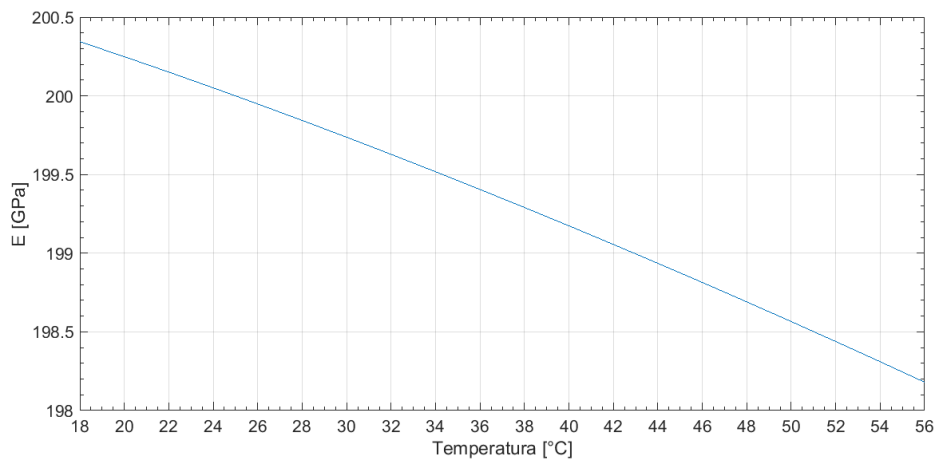


Figura 30. Módulo de elasticidade do aço em função da temperatura para o intervalo de 18°C - 56°C.

A expansão térmica da viga pode ser calculada a partir da equação $\delta_L = \alpha(\Delta T)L$ (Gere, 2006). No entanto, seu efeito sobre as frequências pode ser considerado desprezível dado que as condições de contorno permitem a dilatação térmica e, portanto, o comprimento destravado permanece invariável.

As variações máximas teóricas das frequências naturais devido ao efeito da temperatura para o cenário sem danos são mostradas na Tabela 4.

Tabela 4. Predição teórica das mudanças máximas esperadas nas frequências naturais sem danos.

Frequência	f 18°C	f 55°C	Δf
Primeira	6,00 Hz	5,97 Hz	0,03 Hz
Segunda	24,02 Hz	23,89 Hz	0,13 Hz
Terceira	54,06 Hz	53,77 Hz	0,29 Hz

3.5.3 Montagem e Instrumentação

Condições de contorno da viga

As condições de contorno usadas no experimento foram as de uma viga bi-apoiada e estão resumidas no Tabela 5 e ilustradas na Figura 31.

Tabela 5. Condições de contorno da viga.

Condição	Eixo X	Eixo Y	Eixo Z
Deslocamento	Livre	Impedido	Impedido
Rotação	Impedida	Livre	Impedida

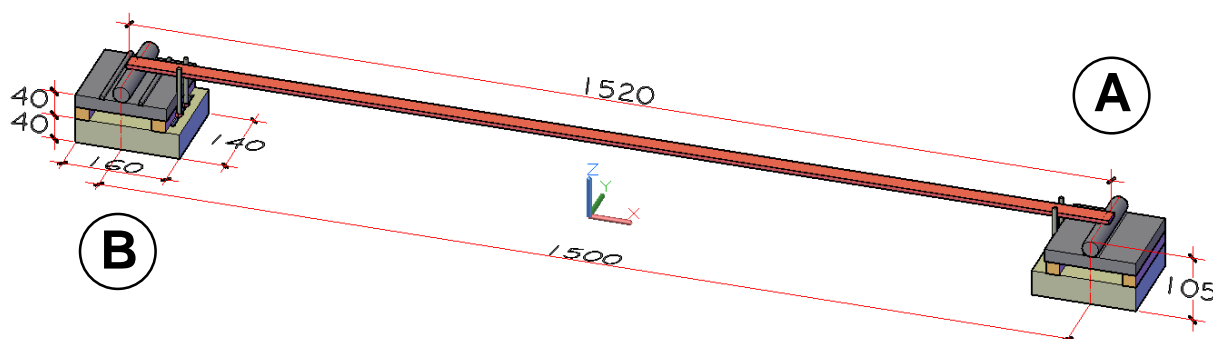


Figura 31. Detalhe das condições de contorno da viga.

Devido ao fato de uma das superfícies de ambas as bases de concreto não serem perfeitamente uniformes, foi usado gesso para nivelá-las e, assim, garantir a perfeita horizontalidade dos apoios e, conseqüentemente, da viga (Figura 32). As bases de concreto servem para três propósitos:

- Oferecer uma separação entre as resistências elétricas e a viga para evitar que as altas de temperaturas nas proximidades das resistências, quando ligadas, danifiquem os acelerômetros ou os cabos dos termopares e acelerômetros.
- Posicionar a viga na parte superior do forno, pois devido ao fluxo de calor por convecção, as temperaturas maiores – antes do equilíbrio térmico do sistema - estarão sempre na parte superior do forno.
- Fixar os pinos que impedem os deslocamentos transversais da viga.



Figura 32. (a) Camada de gesso, comprovação da horizontalidade de: (b) apoios, (c) viga.

Instalação dos Acelerômetros

Foram instalados 6 acelerômetros piezoelétricos na direção dos graus de liberdade verticais. A Figura 33 ilustra a distribuição.

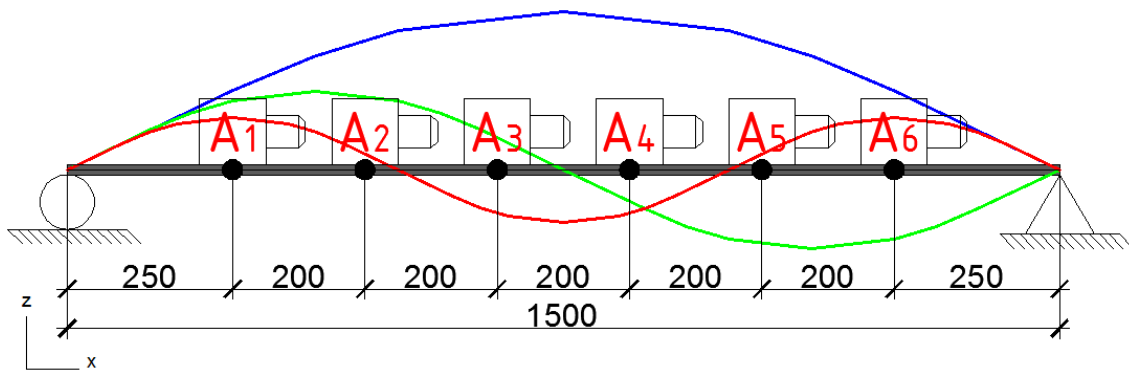


Figura 33. Esquema de instalação dos acelerômetros sobre a viga e formas modais superpostas.

A instalação dos acelerômetros sob a viga foi feita seguindo as recomendações do fabricante (Brüel & Kjaer (c), 2012) e segundo as normas técnicas ISO 5348 (1998) e NBR 15307 (2006). Para colar os acelerômetros na viga foi usada fita adesiva de polímero de alta densidade -Scotch 3M® Fita fixa forte para ambiente externo 24mm x 1.5m-, a qual tem elevada força de aderência e baixa deformabilidade (Scotch 3M, 2016), o que a torna ideal para esta aplicação, já que, ao usar fitas adesivas duplas para a montagem, o desempenho dos acelerômetros só será afetado em altas frequências, ou seja, frequências da ordem de kHz (Serridge & Licht, 1987), as quais dificilmente se tem interesse ao se monitorar estruturas de Engenharia Civil. A fita além de servir como meio de fixação do acelerômetro, também serve de isolante elétrico entre o acelerômetro e a estrutura monitorada, evitando assim possíveis erros do sinal devidos a correntes espúrias dos equipamentos (Brüel & Kjaer (a), 2012).

O procedimento de instalação dos acelerômetros consiste em limpar a superfície do acelerômetro e a superfície onde este será montado com álcool isopropílico. Posteriormente procede-se com a colagem, como mostrado na Figura 34.

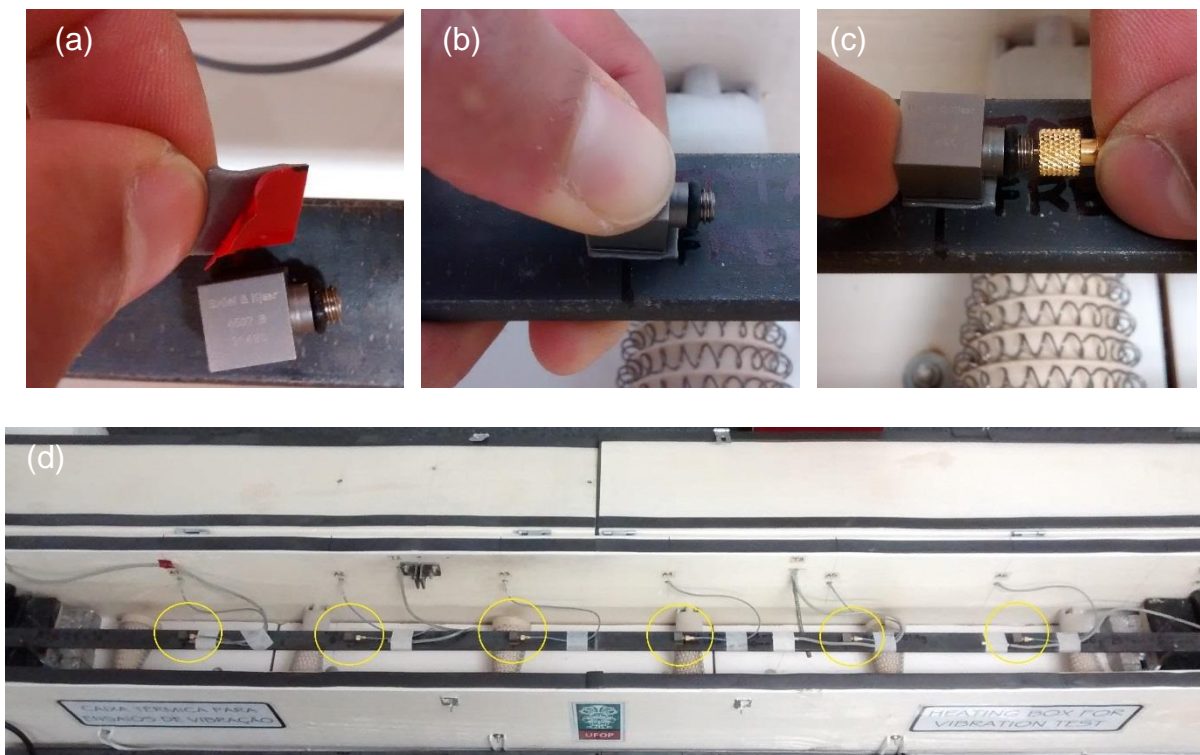


Figura 34. Procedimento de montagem dos acelerômetros sobre a viga: (a) colocar a fita adesiva, (b) fixa-lo na viga, (c) conexão do cabo. (d) perspectiva da instalação finalizada.

Instalação dos Sensores de Temperatura (Termopares)

Para medir a temperatura, usaram-se 4 sensores instalados na parte superior da viga e distribuídos como mostrado na Figura 35. Os sensores se conectam a um registrador de dados (datalogger) que se comunica via USB com o computador, o que permite monitorar as temperaturas na tela do computador em tempo real.

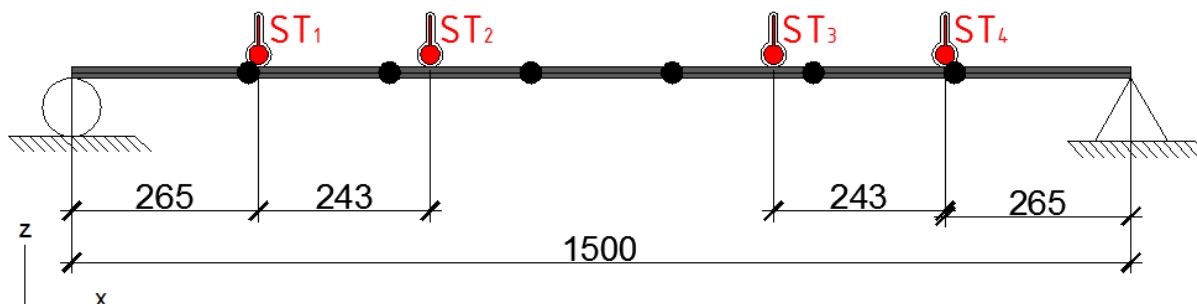


Figura 35. Distribuição dos sensores de temperatura (ST) sobre a viga.

Nota-se que as posições dos sensores não coincidem com os centros geométricos das regiões definidas, isto porque procurou-se que eles ficassem equidistantes das fontes de calor (Figura 36) para evitar grandes diferenças nas leituras devido às temperaturas serem maiores nas proximidades das resistências quando ligadas (Figura 37). Uma vez desligadas as resistências, ocorre uma uniformização das temperaturas ao longo da viga e no interior do forno porque o sistema entra em equilíbrio térmico.

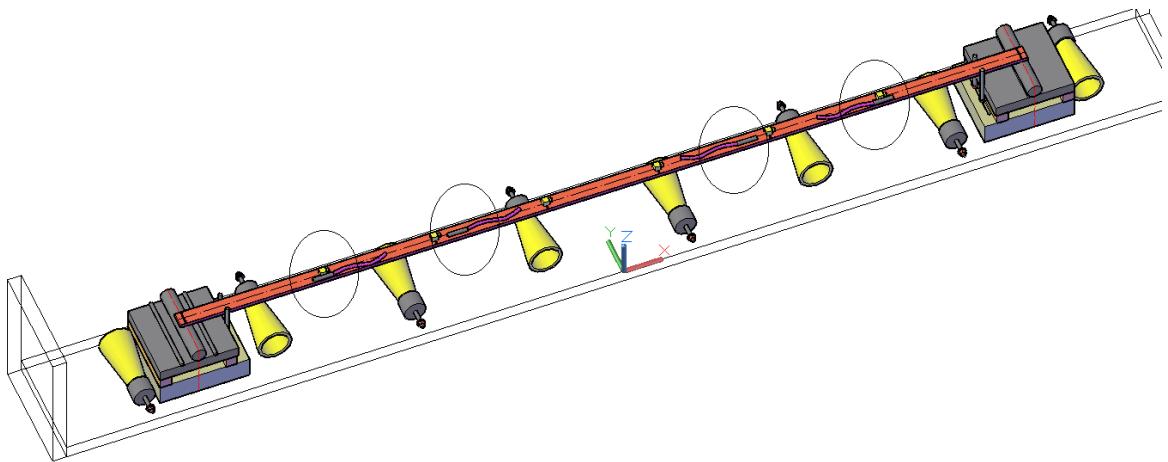


Figura 36. Localização dos sensores de temperatura sobre a viga. Observa-se como os sensores estão exatamente entre duas resistências para se evitar grandes diferenças nas leituras.

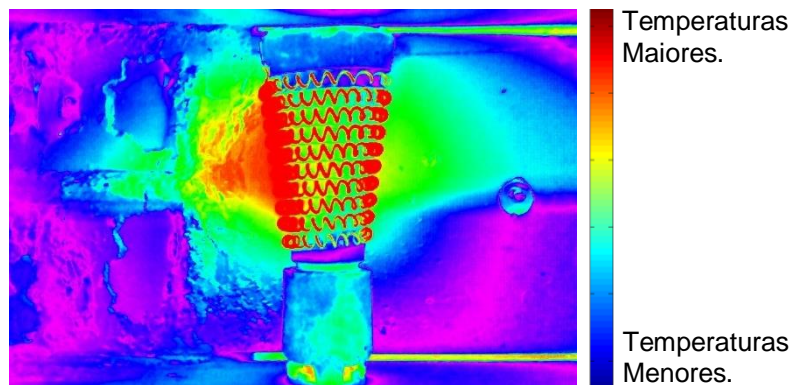


Figura 37. Gradiente de temperaturas nas resistências quando ligadas. Observa-se que nas proximidades das resistências as temperaturas são maiores. A foto foi tomada através de um aplicativo de celular que associa o color com a temperatura.

Para instalar os sensores, bastou simplesmente limpar a superfície do sensor e da viga com álcool isopropílico e fixá-los com fita adesiva, de modo que exista contato constante da superfície do sensor com a superfície da viga. No experimento foi usada fita crepe para instalá-los como ilustra a Figura 38.

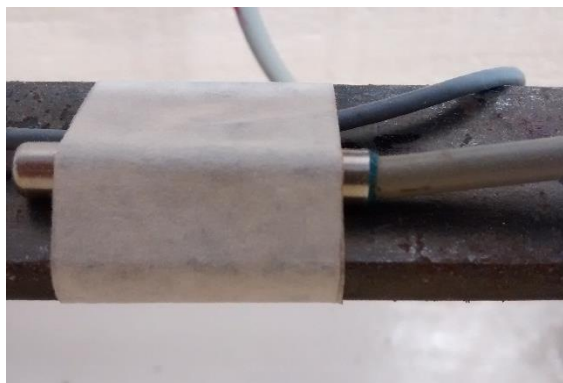


Figura 38. Instalação dos sensores de temperatura na viga.

3.5.4 Método de Excitação

Foi usada excitação forçada, a qual consistiu em impor um deslocamento vertical de 15mm - através de uma força quase-estática - localizada a uma distância de 430mm do apoio esquerdo da viga. Em seguida, a força foi retirada abruptamente fazendo com que a energia armazenada de deformação elástica à flexão da viga fosse liberada, conseguindo assim que a viga entre em vibração livre. A localização do deslocamento foi 430mm, pois nesse ponto é possível melhor excitar as três primeiras frequências do modo de flexão da viga (situado entre um terço e um quarto do vão).

Para impor o deslocamento, foi usada uma barra cilíndrica de aço a qual tem um travamento que impede impor deslocamentos superiores a 15mm, tal como mostrado na Figura 39.

Para todos os ensaios foi usada aproximadamente a mesma velocidade de aplicação do deslocamento (velocidade da força quase-estática). Assim, deslocamento levava aproximadamente 2 segundos para se completar e, em seguida, a viga passava a vibrar livremente. A Figura 40 ilustra, a título de exemplo, o histórico de deslocamentos de um dos graus de liberdade calculado conforme Clough & Penzien, (2003).

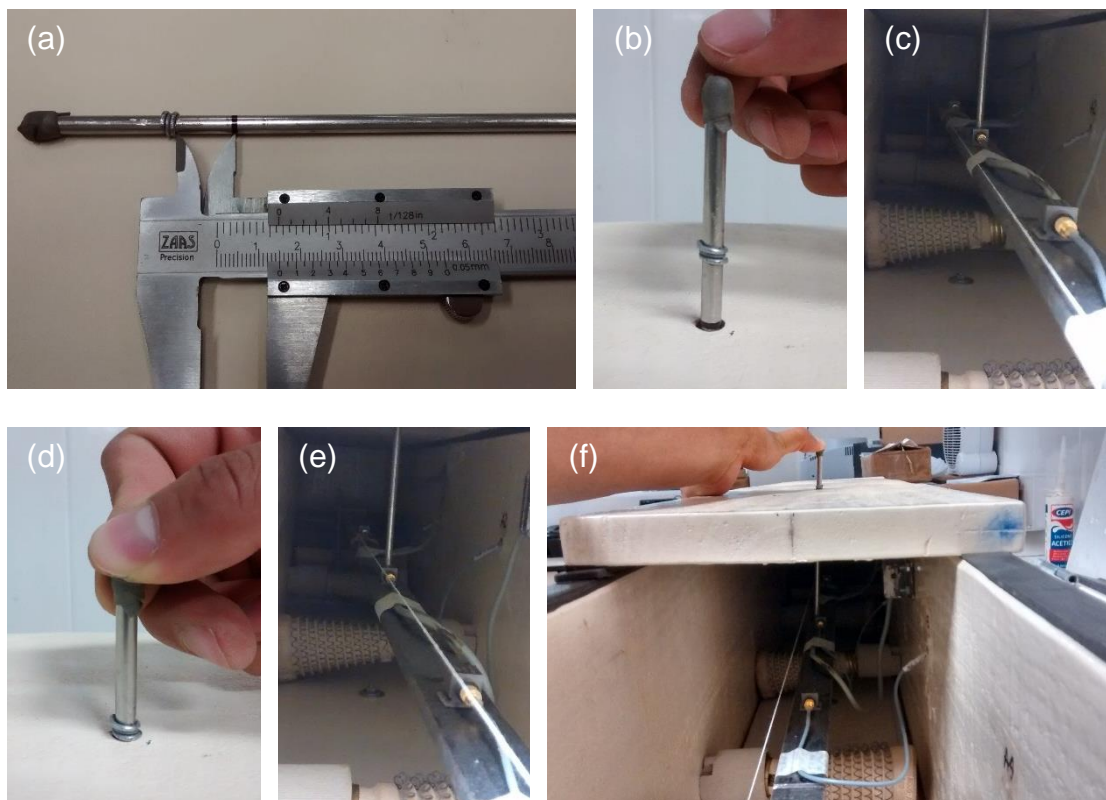


Figura 39. (a) detalhe da barra com a qual se aplica o deslocamento, (b) barra na posição de deslocamento zero, (c) deflexão estática da viga antes de aplicar o deslocamento [a linha branca é um fio, que serve como referência visual], (d) aplicação do deslocamento de 15mm, (e) deflexão estática da viga + deslocamento de 15mm, (f) perspectiva da deflexão estática + deslocamento imposto.

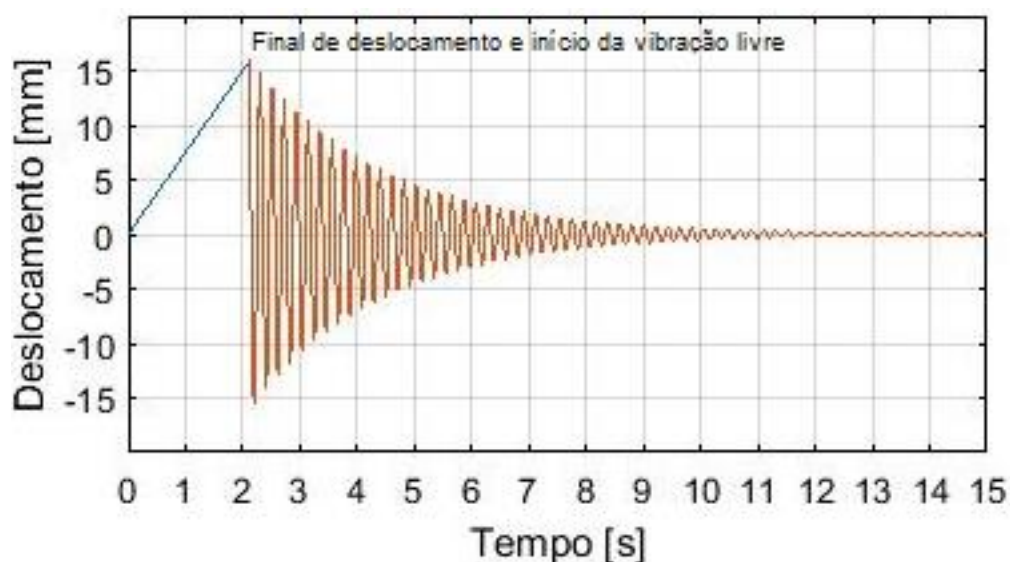


Figura 40. Sinal numérico do histórico de deslocamentos de um dos graus de liberdade. Observa-se que no intervalo de 0s a 2s acontece o deslocamento vertical de 15mm, e no intervalo de 2s a 15s, a viga está em vibração livre.

3.5.5 Registro da Resposta Dinâmica

As acelerações verticais na viga devidas à vibração foram registradas e pre-amplificadas através dos acelerômetros piezoelétricos, e o sinal analógico obtido foi registrado e digitalizado através do registrador/condicionador de sinais LYNX® ADS2000 o qual é controlado por meio do software AqDados 7.02®. Para todos os ensaios, obteve-se como resultado final um arquivo digital (série temporal com extensão “.TEM”) que contém os valores discretos de aceleração e tempo, os quais plotados fornecem o histórico da resposta da viga. Esses arquivos digitais serão tratados e processados posteriormente. Para poder realizar o registro da resposta dinâmica foi preciso configurar alguns parâmetros, os quais são descritos a seguir:

Tempo de aquisição (T): Foi de 15 segundos para cada ensaio e é o tempo necessário para o que a viga dissipe - em forma de vibração - toda a energia de deformação elástica armazenada durante a deflexão. Esse tempo foi estimado observando os históricos de ensaios prévios nos quais notou-se que depois de aproximadamente 15s a viga voltava a sua configuração de repouso.

Frequência ou Taxa de amostragem (F_s): Do teorema de Nyquist sabe-se que a taxa de amostragem deve ser pelo menos o dobro do valor da máxima frequência que se deseja identificar na viga. Assim conhecendo que a terceira frequência natural da viga tem um valor estimado em 54,01Hz a taxa de amostragem devia ser pelo menos 110 Hz. No entanto neste trabalho foi usado um valor de 1000Hz para se obter uma boa resolução em frequência (Δf) tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência, como mostrado a seguir:

$$\text{Resolução em frequência no domínio do tempo: } \Delta f = \frac{1}{F_s} = \frac{1}{1000} = 0,001 \text{ Hz}$$

$$\text{Resolução em frequência no domínio da frequência: } \Delta f = \frac{F_s}{T * F_s} = \frac{1000}{15000} = 0,067 \text{ Hz}$$

Filtro passa baixa (P_b): Têm a função de “limpar” o sinal, deixando passar todas as frequências do sinal que estiverem abaixo do valor estabelecido. Como a máxima frequência desejada em nosso trabalho é de aproximadamente 54,19 Hz que corresponde à terceira frequência do modo de flexão da viga, foi usado um valor de filtro passa-baixa de 100Hz.

Ganho: Representa o fator de amplificação que será aplicado aos sinais provenientes dos acelerômetros - os quais já estão pré-amplificados pelos acelerômetros piezoelétricos. O fabricante do software (Lynx Ltda (b), 2008) recomenda um valor de ganho entre 1 e 5 quando se usam acelerômetros do tipo piezoelétricos. Nesta pesquisa foi usando um valor de ganho de 2. A Tabela 6, resume todos os parâmetros de aquisição usados.

Tabela 6. Parâmetros de aquisição usados

Parâmetro	Valor
Tempo de amostragem (T)	15 s
Taxa de amostragem (F_s)	1000 Hz
Filtro passa baixa (P_b)	100 Hz
Ganho	2x

3.5.6 Registro da Temperatura

A temperatura da viga de aço foi registrada digitalmente em intervalos de 1 segundo, por meio de 4 sensores de temperatura do tipo TMC50-HD que funcionam em conjunto com o registrador de dados Onset Hobo® U12 e que é controlado pelo software Hoboware®. Os dados resultantes são dispostos em um arquivo eletrônico e as informações podem ser apresentados em forma de tabela ou de gráfico.

3.5.7 Incremento da Temperatura

Em todos os ensaios, usou-se aproximadamente a mesma taxa de aquecimento, a qual significou um acréscimo de aproximadamente 2°C na temperatura global da viga, a cada 5 minutos (300 segundos), obtendo-se assim uma trajetória de incremento de temperatura quase-linear (Figura 41). Isto permitiu diminuir os efeitos da inercia térmica e melhorou a precisão dos valores de temperatura desejados. Para obter esse incremento quase-linear, foi preciso configurar o método de controle proporcional no controlador digital de temperatura, o qual ligava as resistências durante 0,1s e as mantinha desligadas durante 10s, efetuando esse ciclo ao longo de um intervalo de 90s. Em seguida, deixava-se estabilizar a temperatura, ou seja, permitir o equilíbrio térmico do sistema, durante um intervalo de 180s e nos 30s restantes era efetuado o ensaio de vibração. Esse ciclo foi repetido para cada intervalo de temperatura e para cada estágio de dano.

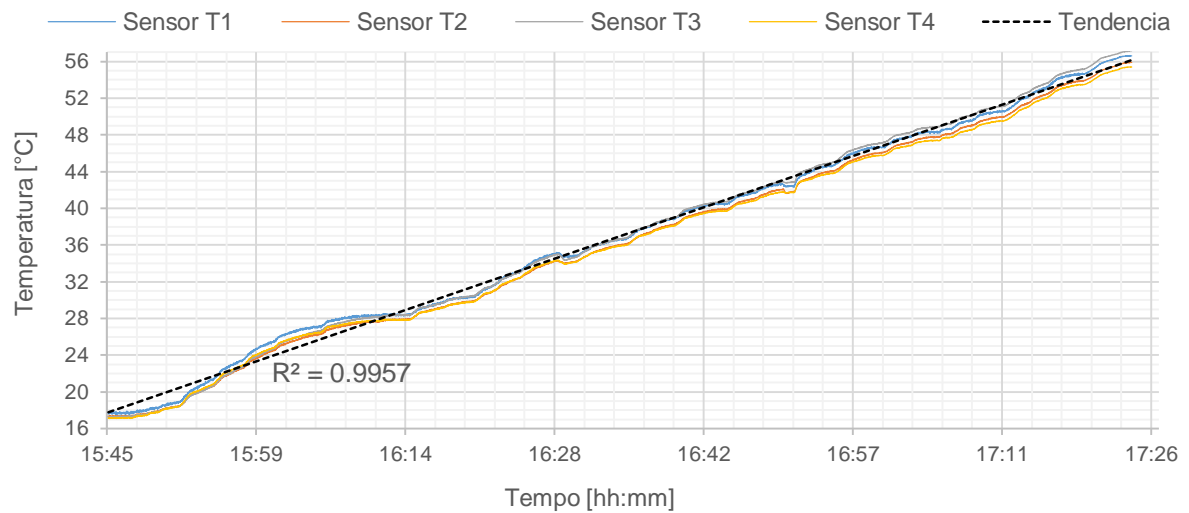


Figura 41. Histórico de temperaturas medidas¹ nos ensaios dinâmicos. Pode-se apreciar uma tendência quase perfeitamente linear, indicado pelo valor R^2 .

3.5.8 Introdução dos danos

Foram feitos, de forma progressiva, cortes transversais na seção transversal da viga, para cada nível de dano. O objetivo era reduzir a rigidez global à flexão da viga por meio da alteração das propriedades geométricas (momento de inércia). Os cortes transversais foram feitos com esmerilhadeira no centro do vão da viga (Figura 42). A largura do corte foi igual a espessura do disco de corte (3mm) e a profundidade do corte foi verificada com paquímetro que tem precisão de $\pm 0,05\text{mm}$. Os diferentes níveis de dano são apresentados na Figura 43.



Figura 42. Corte da seção transversal no centro do vão da viga.

¹ A figura 41 ilustra a trajetória de incremento de temperatura para a viga no cenário sem danos. Embora a trajetória não tenha sido exatamente igual para os cenários de dano 1mm e 2mm a tendência é aproximadamente a mesma.

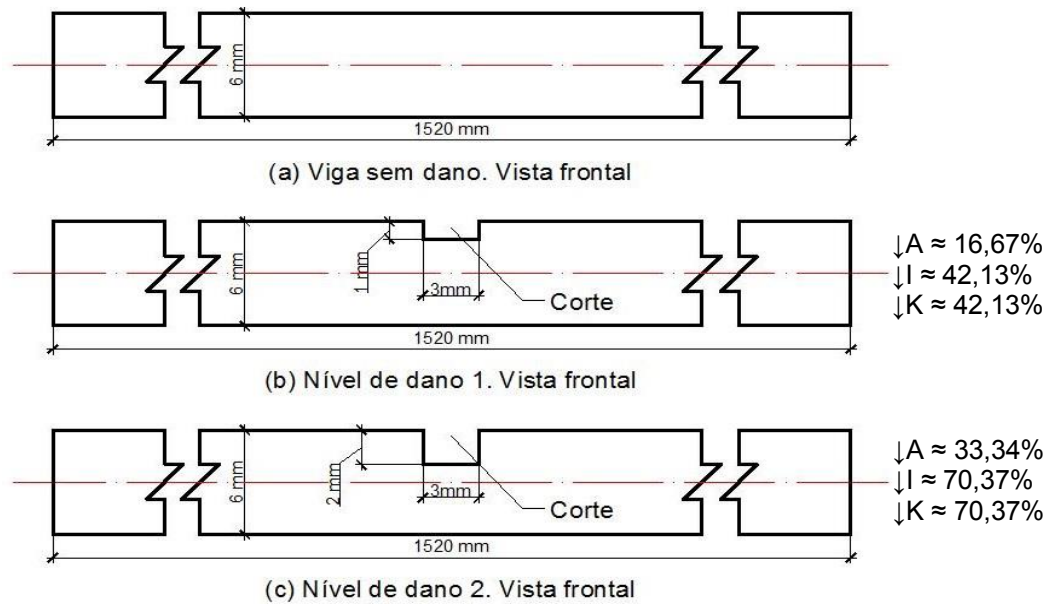


Figura 43. Níveis de dano na viga. O primeiro e segundo nível de danos representam uma redução de 16,67% e 33,34% da área da seção transversal e 42,13% e 70,13% da rigidez respectivamente.

3.5.9 Extração das características sensíveis a danos

Os parâmetros modais são extraídos dos históricos de vibração da viga, usando a metodologia (rotina) RACAID desenvolvida por Cardoso (2015), a qual fornece como resultados as estimativas de: frequências naturais e seus desvios padrões, taxas de amortecimento e seus desvios padrões, formas modais, MAC e MPC (Colinearidade de Fase Modal ou *Modal Phase Colinearity*) dos modos de todas as estimativas da ordem do modelo. O software baseia-se na metodologia de Identificação Estocástica em Subespaços (SSI-DATA) e realiza um ajuste do modelo numérico ao histórico da resposta. Como visto na revisão da literatura, as características sensíveis a danos usadas neste trabalho - parâmetros modais - assumem uma resposta dinâmica linear da estrutura, a qual está em concordância com o experimento, pois, embora, os danos na viga tenham sido introduzidos por meio de entalhes, o material ainda permanece elástico-linear. O caso do comportamento dinâmico não linear tanto geométrico quanto físico não será abordado neste trabalho.

Para extrair os parâmetros modais, é preciso executar uma série de procedimentos usando diferentes ferramentas computacionais, como descrito a seguir:

1. Executar o software AqDAnalysis® e carregar o arquivo de série temporal que foi gerado pelo software AqDados® 7.2 durante o registro da resposta dinâmica da viga.
2. Escolher o comprimento de sinal desejado, ou seja, os 15 segundos de ensaio e convertê-lo para um arquivo de extensão “***.m”
3. Executar o software Matlab® e carregar o arquivo “***.m”. Em seguida, dentro desse arquivo, definir a matriz e vetores descritos e depois salvar como um arquivo de extensão “***.mat”.
 - a. *signal*: matriz que contém os valores discretos das acelerações dos 6 graus de liberdade.
 - b. *sampling_rate*: escalar que define a taxa de amostragem usada nos ensaios.
 - c. *coord*: vetor que contém as coordenadas globais dos graus de liberdade.
4. Executar a rotina RACAID na plataforma Matlab® e carregar cada um dos arquivos “***.mat” gerados no passo anterior, os quais contêm o histórico da resposta e os parâmetros de aquisição dos ensaios. Em seguida, realizar a análise modal e salvar os resultados obtidos em um arquivo “.mat”. Esse arquivo conterá a estimativa dos primeiros 3 valores de: frequências naturais e seus desvios padrões², taxas de amortecimento e seus desvios padrões, formas modais, MAC e MPC dos modos. Este passo, deve ser repetido para cada ensaio realizado, ou seja, 180 no total deste trabalho.

3.5.10 Discriminação Estatística dos danos

Segundo a metodologia do SHM é nesta etapa em que os parâmetros modais e outros indicadores evoluídos são analisados com o intuito de detectar danos, usando algumas das técnicas avançadas mencionadas na Tabela 2 do capítulo 2. Neste trabalho, serão usadas as técnicas de: análise de regressões robusta, critério de confiabilidade dos modos (MAC – Modal Assurance Criterion), diagramas de controle

² Esses desvios-padrões são decorrentes das várias estimativas que o SSI-DATA realiza antes de fornecer o valor final dos parâmetros modais e depende da ordem do modelo.

e teste de hipótese de Kolmogorov – Smirnov. No entanto, antes de apresentar os resultados obtidos através dessas técnicas, serão apresentadas as relações da variação das frequências naturais e taxas de amortecimento em função da temperatura para todos os níveis de dano, através de estatísticas básicas como: gráficos de dispersões e gráficos de linha que mostram os valores médios das observações junto com as barras que indicam os intervalos de confiança desses dados. Isto com o intuito de observar a existência de alguma tendência simples nos dados que permita inferir o comportamento deste fenômeno. A seguir, são descritos os métodos avançados usados para a discriminação estatística dos danos.

Análise de regressões robusta

Trata-se de um modelo de regressões lineares que pondera cada dado da amostra. A ponderação é feita automaticamente de forma iterativa usando um processo chamado *Mínimos Quadrados Iterativos Ponderados* (Equação 6).

$$\beta^{(t+1)} = \operatorname{argmin}_{\beta} (\mathbf{z} - \mathbf{X}\beta)^T \mathbf{W} (\mathbf{z} - \mathbf{X}\beta); \text{ onde:} \quad (6)$$

$\operatorname{argmin}_{\beta}$: derivada da expressão em relação à β , igualada a 0 e resolvida para β

$\beta^{(t+1)}$: vetor de coeficientes da nova iteração

\mathbf{z} : $\mathbf{X}\beta + \mathbf{W}^{-1}(\mathbf{Y} - \mathbf{P})$

\mathbf{W} : matriz diagonal $N \times N$ dos pesos com o i -ésimo elemento diagonal $p(x_i; \beta)(1 - p(x_i; \beta))$

\mathbf{P} : vetor das probabilidades ajustadas com o i -ésimo elemento $p(x_i; \beta)$

\mathbf{Y} : vetor que contém os valores das frequências y_i

\mathbf{X} : vetor que contém os valores das temperaturas x_i

β : vetor de coeficientes $\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_p$

Na primeira iteração é atribuído o mesmo peso para todos os dados e os coeficientes do modelo são estimados usando o método de mínimos quadrados ordinário. Já em iterações seguintes, os pesos são recalculados de modo que os valores mais distantes das previsões do modelo na iteração anterior recebem um peso menor. Os coeficientes do modelo são recalculados novamente usando o método de mínimos quadrados ordinário e o processo se repete até os coeficientes do modelo convergirem a um valor com certa tolerância. Maiores informações sobre este método podem ser encontradas em Hastie, *et al.* (2009). Essa ferramenta encontra-se pronta

na toolbox de Estatística e Aprendizagem Supervisada de Matlab® (Mathwoks Inc, 2015) e é a que será usada neste trabalho.

MAC (Modal Assurance Criterion)

É um indicador do grau de linearidade entre dois vetores, podendo ser os modos de vibração. Ele é expressado a partir de um escalar que varia entre 0 e 1, onde 0 indica que os modos não são colineares e 1 indica que os modos são colineares (Allemang, 2002). Segundo Pastor, *et al.* (2012) o MAC é um indicador estatístico que geralmente é mais sensível a grandes diferenças e relativamente insensível a pequenas diferenças entre as formas modais. O MAC pode ser calculado a partir da equação (7).

$$MAC_{ij} = \frac{|\sum_{k=1}^n [\phi_A]_k^j [\phi_B]_k^j|^2}{\sum_{k=1}^n ([\phi_A]_k^j)^2 \sum_{k=1}^n ([\phi_B]_k^j)^2} ; \text{onde:} \quad (7)$$

$[\phi_A]_k^j$ e $[\phi_B]_k^j$ são as k -ésimas componentes dos modos $[\phi_A]_i$ e $[\phi_B]_j$ respectivamente.

Diagramas de Controle

Os diagramas de controle nasceram como ferramentas usadas no controle da qualidade na indústria manufatureira para detectar anomalias nos processos. São construídos a partir da variabilidade intrínseca de um processo considerado estável, assumindo a distribuição normal dessas variações. Um diagrama de controle é um gráfico composto de uma linha de tendência central e dois limites de controle - calculados a partir da dispersão do processo considerado *estável* - os quais estabelecem que no intervalo de $\pm 3\sigma$ existe 99,73% de probabilidade de que as observações desse processo se encontrem dentro desses limites. Quando uma ou várias observações caem fora dos limites é um indicativo da ocorrência de alguma anomalia atribuível a um fator alheio ao processo (Gutiérrez, 2010). Existem vários tipos de diagramas de controle, entre eles: de médias, de faixas, de desvios-padrões, etc.

Neste trabalho, os limites dos diagramas de controle serão calculados a partir do cenário sem danos para um intervalo de confiança de 95% ($\pm 1,96\sigma$), isto é, calculados a partir das equações (8) e (9) pois as outras técnicas também serão

aplicadas para o mesmo intervalo de confiança. Espera-se observar que as frequências dos níveis de danos 1 e 2 caiam fora dos limites, o qual será o indicador de danos. Será usado o diagrama do tipo “X” que monitora a média do processo como mostrado na Figura 44.

$$\text{Limites de controle} = \mu_{\bar{x}} \mp 1,96\sigma_{\bar{x}} \quad (8)$$

$$\sigma_{\bar{x}} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} ; \text{onde} \quad (9)$$

$\mu_{\bar{x}}$: média do processo

$\sigma_{\bar{x}}$: desvio padrão das médias dos subgrupos

σ : desvio padrão do processo

n : tamanho do subgrupo

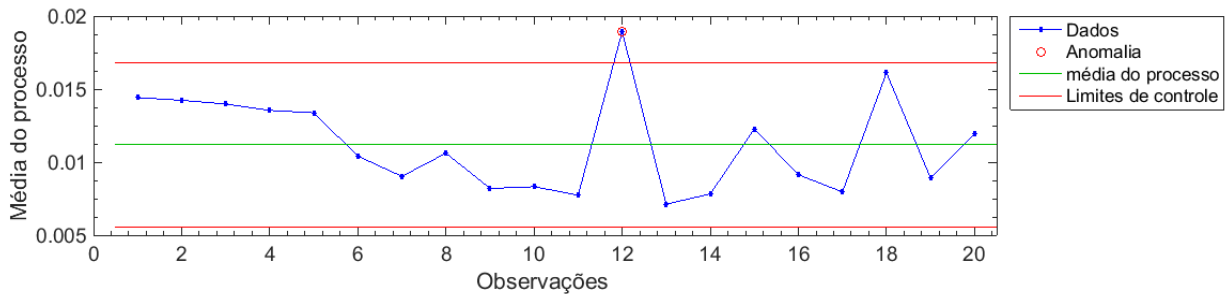


Figura 44. Exemplo de diagrama de controle X usado para monitorar a variação da média do processo.

Teste de Hipótese de Kolmogorov – Smirnov

O teste de Kolmogorov – Smirnov é um teste estatístico não paramétrico que compara a distribuição *empírica*³ acumulada de frequências de uma amostra, e a distribuição *normal* acumulada de frequências dessa mesma amostra para observar se os dados seguem ou não uma distribuição normal. Testa-se a hipótese base de que a *distribuição empírica acumulada de frequências* da amostra -definida como uma função $F(x)$ - é igual à *distribuição normal acumulada de frequências* da amostra - definida como uma função $F_0(x)$ -. O indicador estatístico do teste é a máxima diferença absoluta (D_{stat}) calculada entre as duas distribuições como mostrado na equação 10 e na Figura 45. Se essa diferença não for maior que os intervalos de

³ Entenda-se *empírica* como os valores reais dos elementos da amostra.

confiança calculados⁴, o teste fornecerá o valor de $H=0$, que indica que a hipótese é correta, ou $H=1$ indicando que a hipótese é falsa. (Massey, 1951). O parâmetro $p - value$, indica a probabilidade de ocorrência da hipótese base extrapolado à população, ou seja, valores baixos de $p - value$ sugerem que há evidência estatisticamente significativa para rejeitar a hipótese base a nível da população. Mas informações a respeito da interpretação do parâmetro $p - value$ podem ser encontradas em Wasserstein & Lazar (2016).

$$D_{stat} = |F_0(x) - F(x)| ; \text{onde:} \quad (10)$$

D_{stat} : máxima diferença absoluta

$F_0(x)$: distribuição normal acumulada de frequências da amostra.

$F(x)$: distribuição empírica acumulada de frequências da amostra.

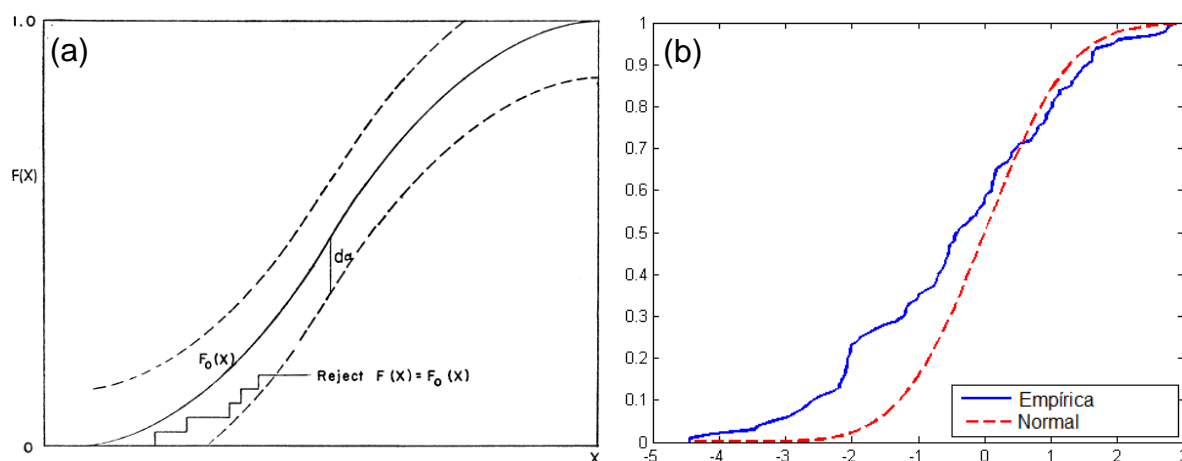


Figura 45. (a) A linha sólida representa a função de distribuição normal (teórica) e as linhas tracejadas representam o intervalo de confiança. A linha escalonada representa a distribuição empírica (real) das frequências. Quando a distribuição cai fora dos limites então a hipótese é rejeitada. **Fonte:** Massey (1951). (b) Exemplo de uma distribuição empírica comparada com uma distribuição normal.

O teste de Kolmogorov também pode ser usado para testar a hipótese de que duas amostras (em nosso caso, dois vetores que contêm as frequências e taxas de amortecimento da viga) vêm da mesma distribuição de frequências. Se a hipótese for verdadeira, o teste fornecerá um valor $H=0$, e $H=1$, se for falsa. Neste trabalho, será usada a rotina “*kstest2*”, a qual faz os cálculos relacionados com o teste e encontra-

⁴ Mais informações sobre o teste e o procedimento de cálculo dos limites do intervalo de confiança podem ser encontradas em (Massey, 1951).

se disponível na *toolbox de estatística e aprendizagem de máquinas* de Matlab®. Segundo Chinmaya & Mohanty (2006) o parâmetro D_{stat} calculado a partir dos testes de Kolmogorov possui uma sensibilidade superior se comparado a outros testes não paramétricos nas metodologias de detecção de danos estruturais.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, primeiramente, serão analisadas as variações das frequências naturais e taxas de amortecimento dos 3 primeiros modos de flexão através de técnicas estatísticas básicas, tais como gráficos de dispersão e gráficos de médias. Adicionalmente, será feita a comparação gráfica dos modos de vibração. Em seguida, serão apresentados os resultados decorrentes das análises estatísticas avançadas usando as técnicas de análise de regressões robustas, MAC, diagramas de controle e testes de hipótese, os quais visam a identificação de danos estruturais.

4.1 Análise estatística básica da variação das frequências naturais dos modos de flexão

A Figura 46 mostra o gráfico de dispersão da primeira frequência natural de todos os ensaios realizados. Observa-se que a tendência generalizada das frequências é diminuir conforme a temperatura aumenta. No entanto, esse decremento foi muito maior que o previsto na Tabela 4. Além disso, os valores encontram-se misturados e não existem patamares definidos que permitam distinguir as frequências de acordo com o nível de dano.

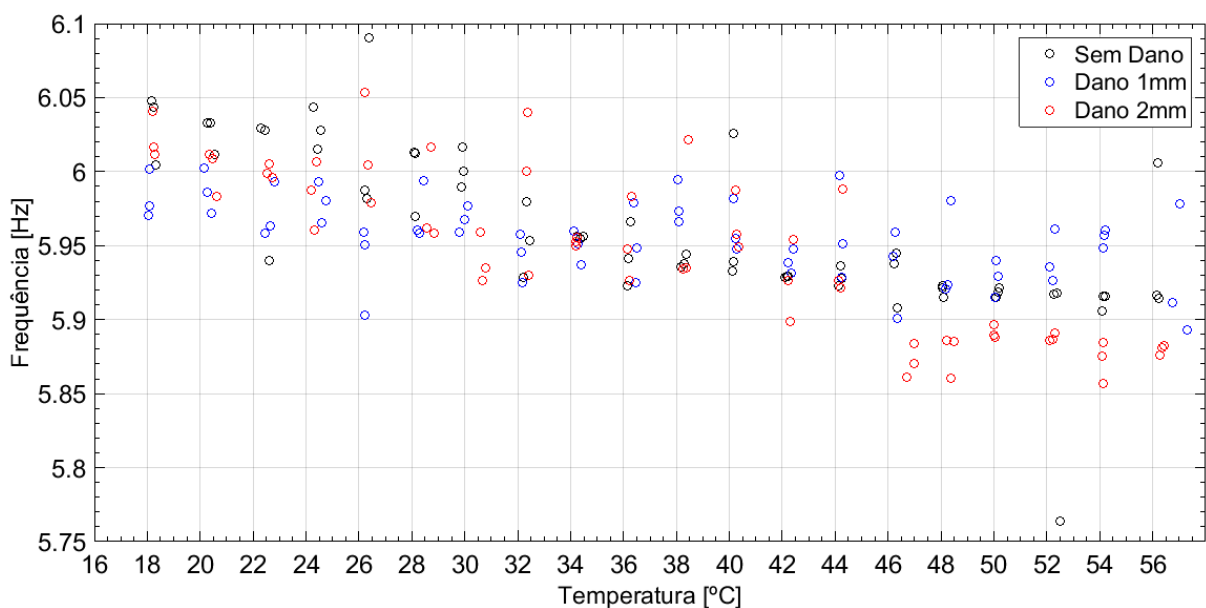


Figura 46. Dispersão da primeira frequência de todos os níveis de danos.

A Figura 47 mostra a dispersão da segunda frequência natural de todas as observações. Percebe-se que é fácil diferenciar os patamares das frequências para os diferentes níveis de dano. No entanto, ao invés de as frequências diminuírem com a severidade dos danos, elas aumentam, fato que vai contra a teoria do SHM. Outros pesquisadores também observaram incrementos nas frequências para níveis mais elevados de danos - como indicado por FARRAR, *et al.*, (1994), no monitoramento da ponte I40 - e atribuíram o fenômeno ao efeito da variação da temperatura entre os ensaios, ou, como indicado por Alampalli (1998) que atribuiu a mudança dos parâmetros modais devido a mudanças nas condições de contorno. Entretanto, neste trabalho, a temperatura é uma variável controlada e, por isso, esse incremento nas frequências não pode ser associado às variações de temperatura entre ensaios nem a mudanças das condições de contorno, pois foram usados apoios de primeiro e segundo gênero perfeitos. É importante notar que todos os parâmetros modais são extraídos dos mesmos ensaios. Assim, se esse comportamento “anormal” fosse causado por algum erro experimental ou um erro na etiqueta dos arquivos tratados, esse mesmo erro deveria se replicar nas outras frequências, amortecimentos e modos próprios, fato que não aconteceu. Observa-se, também, que os valores experimentais foram menores que as predições (ver Tabela 4) e que entre os 44°C e os 46°C há uma queda abrupta nas frequências do segundo cenário de danos.

Uma explicação ao comportamento anormal da frequência do segundo modo é que ela é insensível aos danos provocados à viga neste experimento, pois o centro do vão (local onde foram feitos os entalhes) é um ponto de inflexão para o segundo modo e, portanto, não há energia de deformação armazenada nesse ponto (ver Figura 33). Assim, esperava-se que a segunda frequência não mudasse conforme os níveis de dano aumentavam.

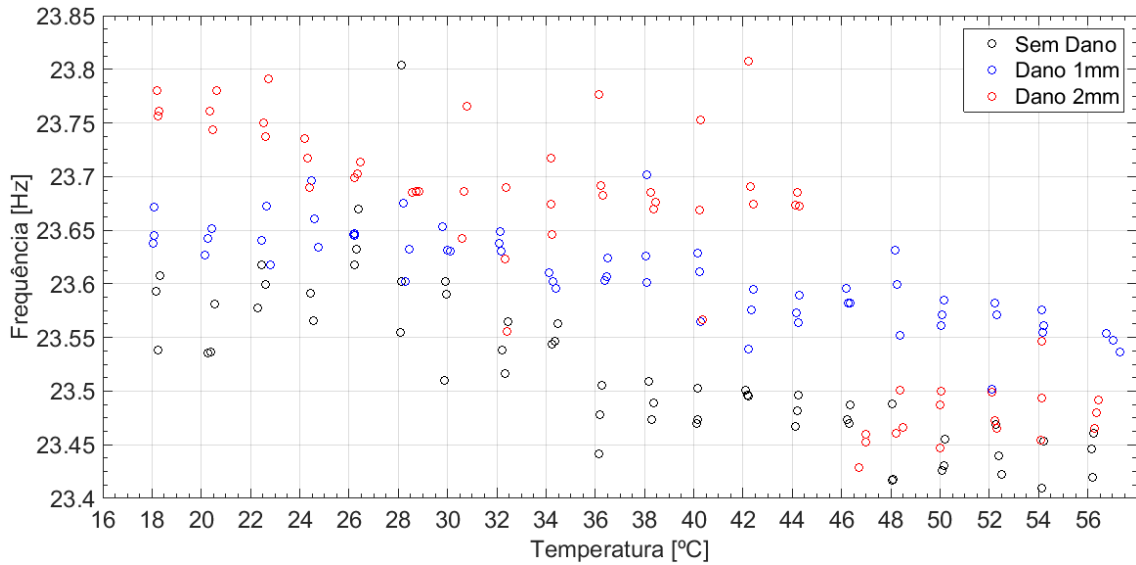


Figura 47. Dispersão da segunda frequência de todos os níveis de dano.

Na Figura 48, observa-se a mesma tendência generalizada de diminuição quase linear das frequências, porém as observações dos diferentes níveis de dano misturam-se, impossibilitando assim a detecção de danos *a priori* com a simples observação deste gráfico. Também se percebe que os dados apresentam muita dispersão entre eles, o que pode ser atribuído à dificuldade de estimar com precisão as frequências dos modos mais altos, pois são mais difíceis de excitar. Dessa forma, as metodologias de análise modal mostram maior incerteza em sua estimativa. Destaca-se, novamente, que as frequências estimadas são menores que as previstas na Tabela 4.

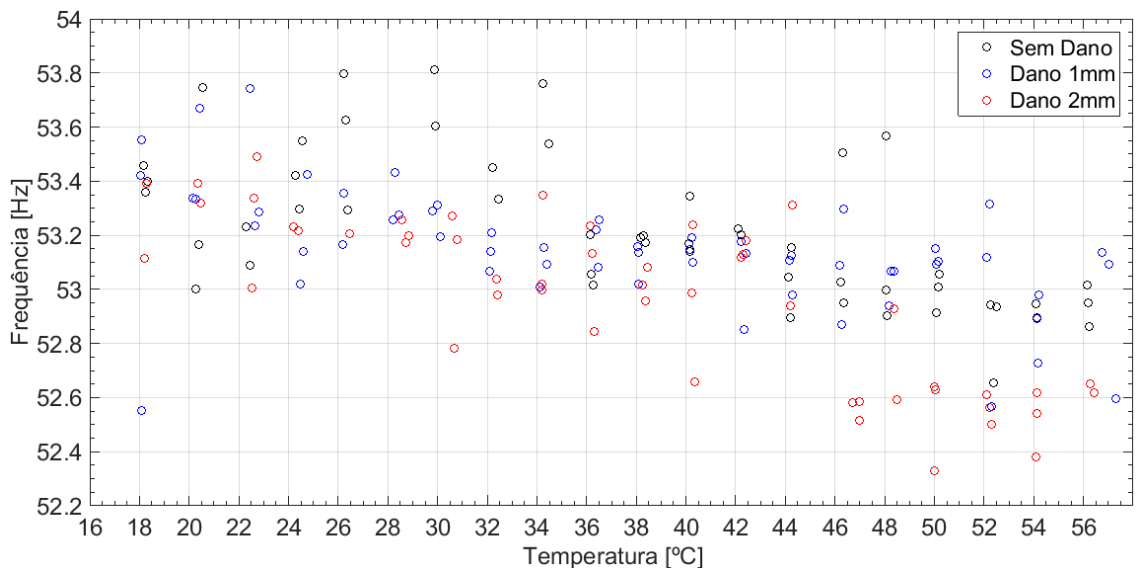


Figura 48. Dispersão da terceira frequência de todos os níveis de dano.

A Figura 49 mostra o gráfico das médias da primeira frequência natural junto com o intervalo de confiança das medições (95% = $1,96\sigma$). As médias por si mesmas mostram uma clara diferença entre os níveis de danos para os intervalos de temperatura de (18°C - 28°C) e (46°C – 56°C), já no intervalo de (30°C – 44°C) as médias ficam muito próximas e flutuam, tornando impossível concluir a respeito da detecção de danos. Além disso, os intervalos de confiança de todos os cenários de danos superpõem-se, fazendo com que as variações de temperatura mascarem as variações ocasionada pelos danos.

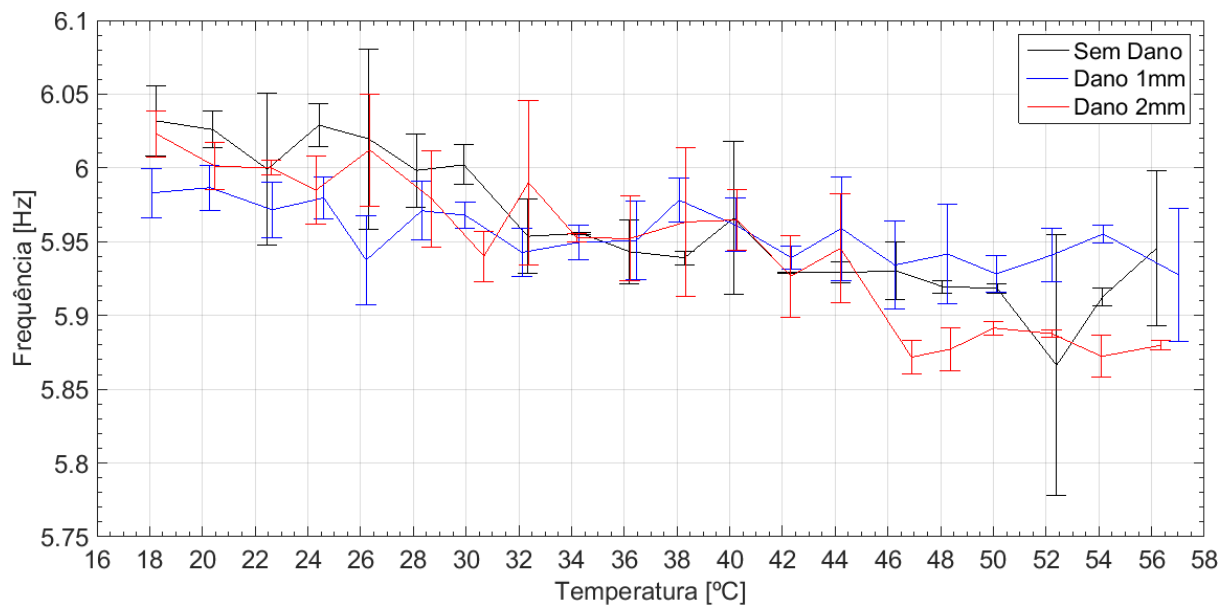


Figura 49. Médias e intervalos de confiança da primeira frequência para todos os níveis de dano.

A Figura 50 mostra as médias da segunda frequência natural e seus intervalos de confiança (95% = $1,96\sigma$). Percebe-se que neste caso houve um espaçamento maior entre as médias das frequências de todos os cenários de danos e que em 8 das 20 amostras, os intervalos de confiança não se superpuseram, o que facilita a detecção de danos a simples vista. Não obstante, as médias das frequências incrementaram para níveis de dano mais severos ao invés de diminuir, o que vai contra a teoria do SHM. As causas desse comportamento já foram explicadas anteriormente.

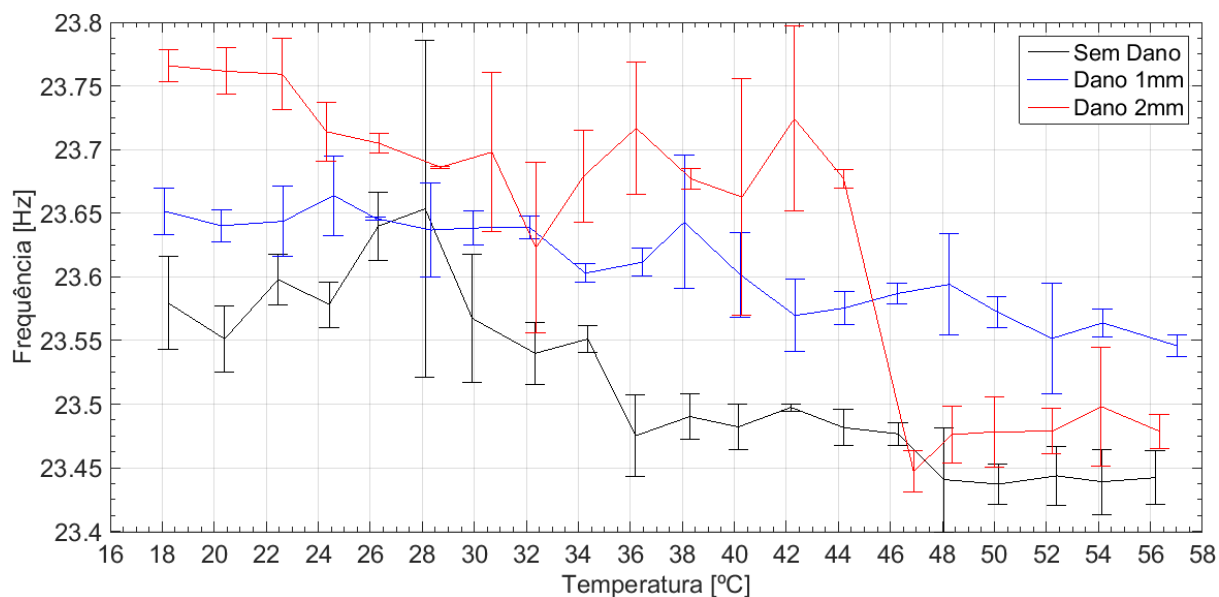


Figura 50. Média e intervalo de confiança da segunda frequência para todos os níveis de dano.

A Figura 51 apresenta as médias da terceira frequência natural, onde de forma similar ao que ocorreu para a primeira frequência, os intervalos de confiança se superpõem e os valores médios flutuam. A interrupção no gráfico em 28°C do cenário sem danos indica que não foi possível identificar a terceira frequência nos ensaios a essa temperatura.

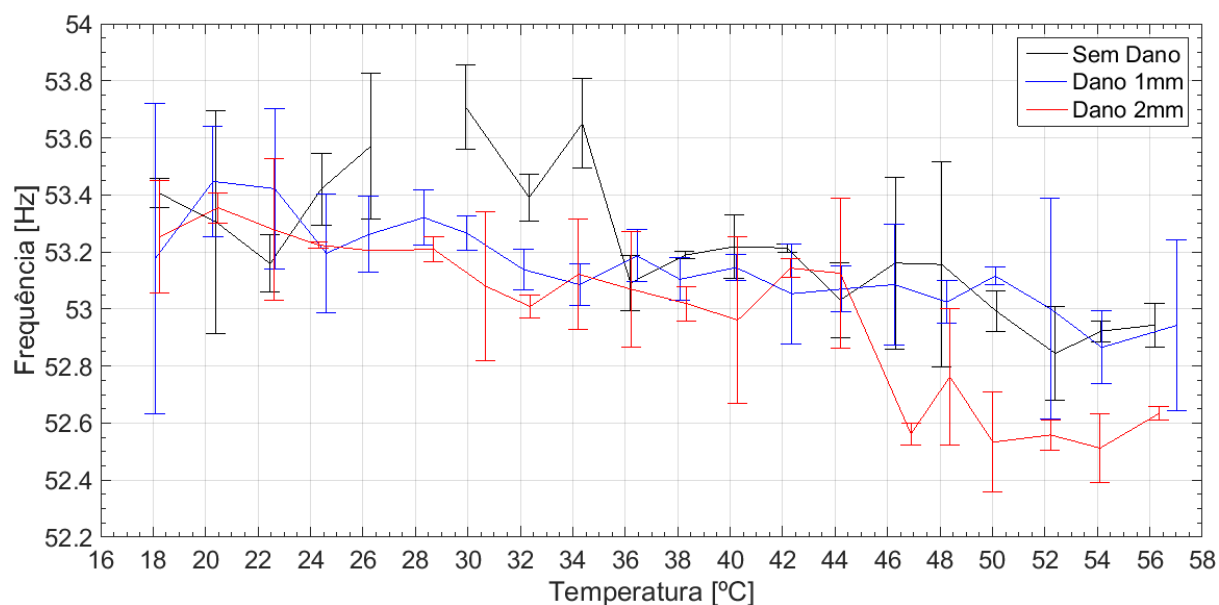


Figura 51. Média e intervalo de confiança da terceira frequência para todos os níveis de dano.

4.2 Análise estatística básica da variação das taxas de amortecimento dos modos de flexão

A Figura 52, Figura 53 e Figura 54 mostram as dispersões das taxas de amortecimento estimadas dos 3 primeiros modos de flexão da viga, para todos os cenários de danos. A simples vista, nota-se uma fraca tendência de diminuição linear das taxas de amortecimento do primeiro modo. Nos outros modos, os resultados apresentam uma grande dispersão e não possível enxergar nenhuma tendência. Não é novidade a dificuldade de se observar uma relação entre o comportamento das taxas de amortecimento e a existência de danos estruturais, como mostrado em (Cury, 2010).

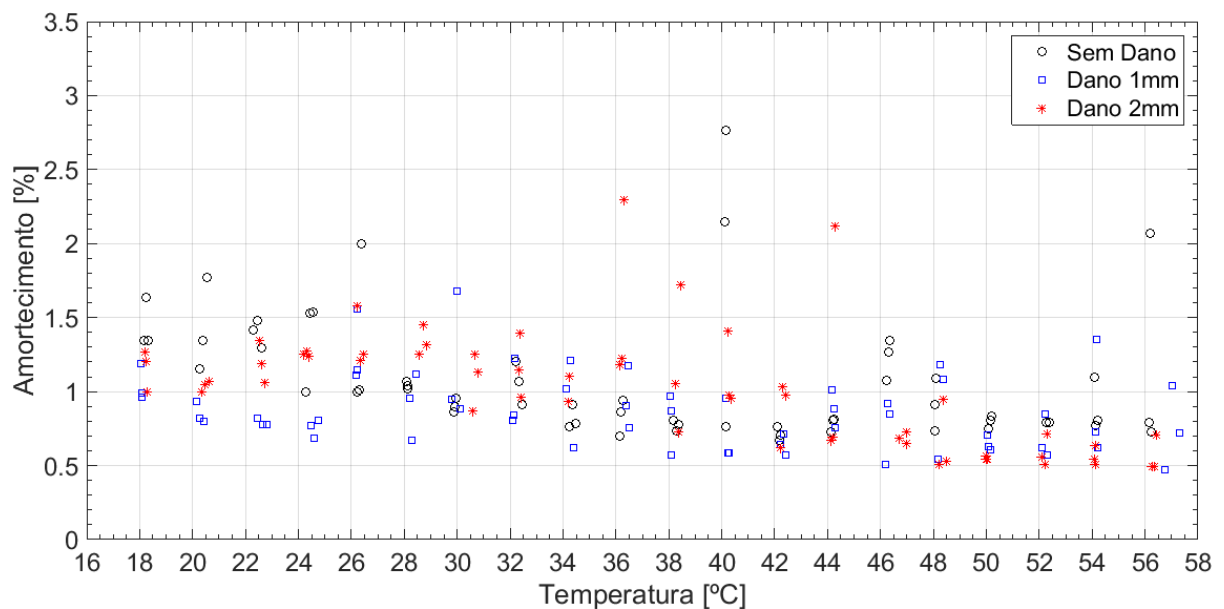


Figura 52. Dispersão das taxas de amortecimento do primeiro modo de flexão.

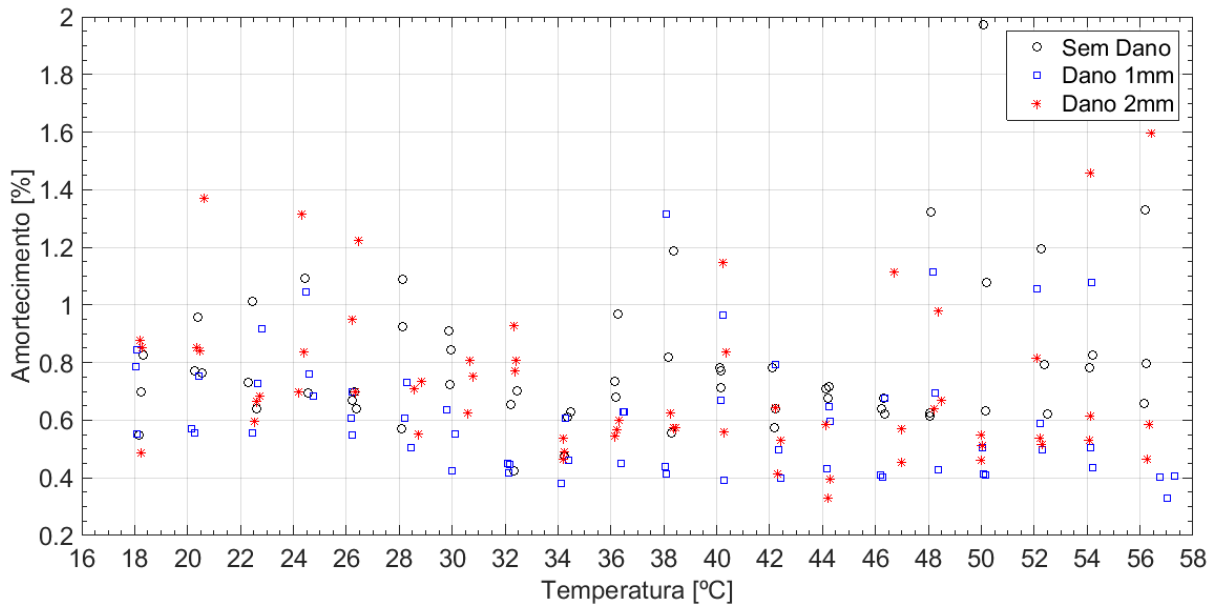


Figura 53. Dispersão das taxas de amortecimento do segundo modo de flexão.

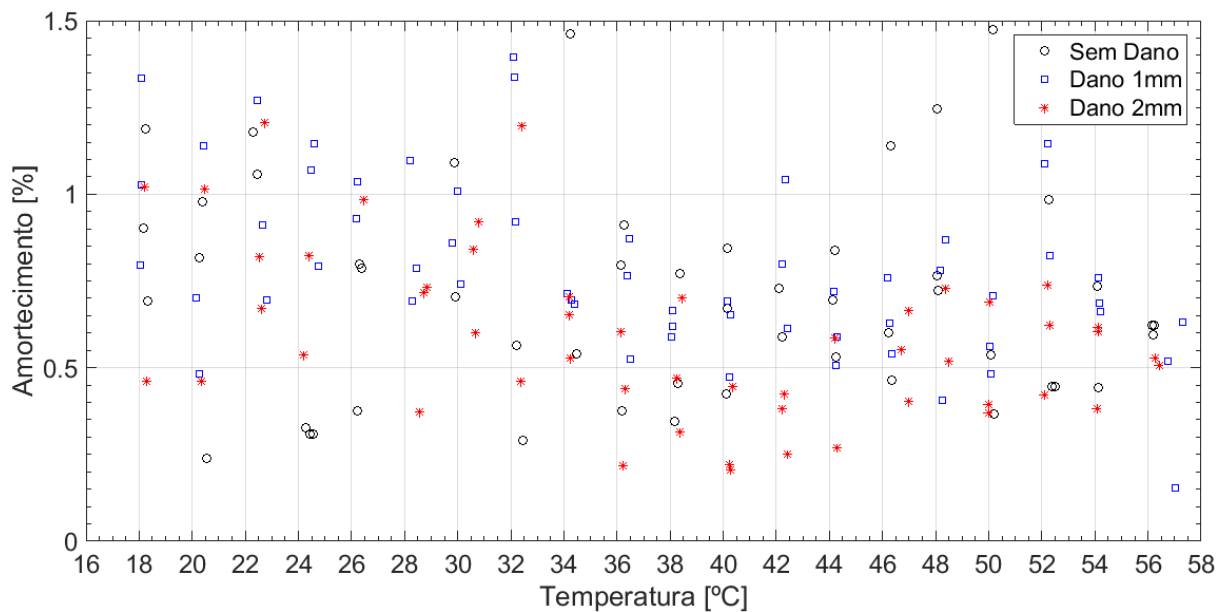


Figura 54. Dispersão das taxas de amortecimento do terceiro modo de flexão.

A Figura 55, Figura 56 e Figura 57 mostram as médias e intervalos de confiança das taxas de amortecimento dos 3 primeiros modos de flexão, para todos os níveis de dano da viga. Em todas as figuras, observa-se que os intervalos de confiança se superpõem e as médias oscilam muito cruzando-se umas com outras. A partir desses gráficos não é possível a detecção de danos, nem fazer conclusões a respeito.

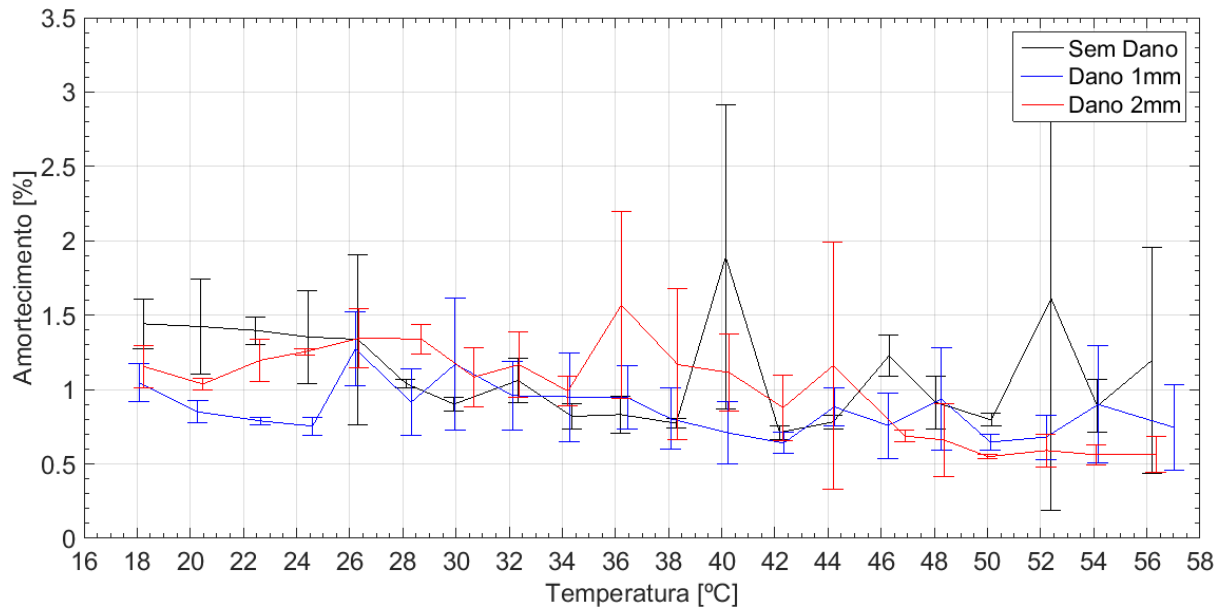


Figura 55. Média e intervalo de confiança das taxas de amortecimento do primeiro modo de flexão.

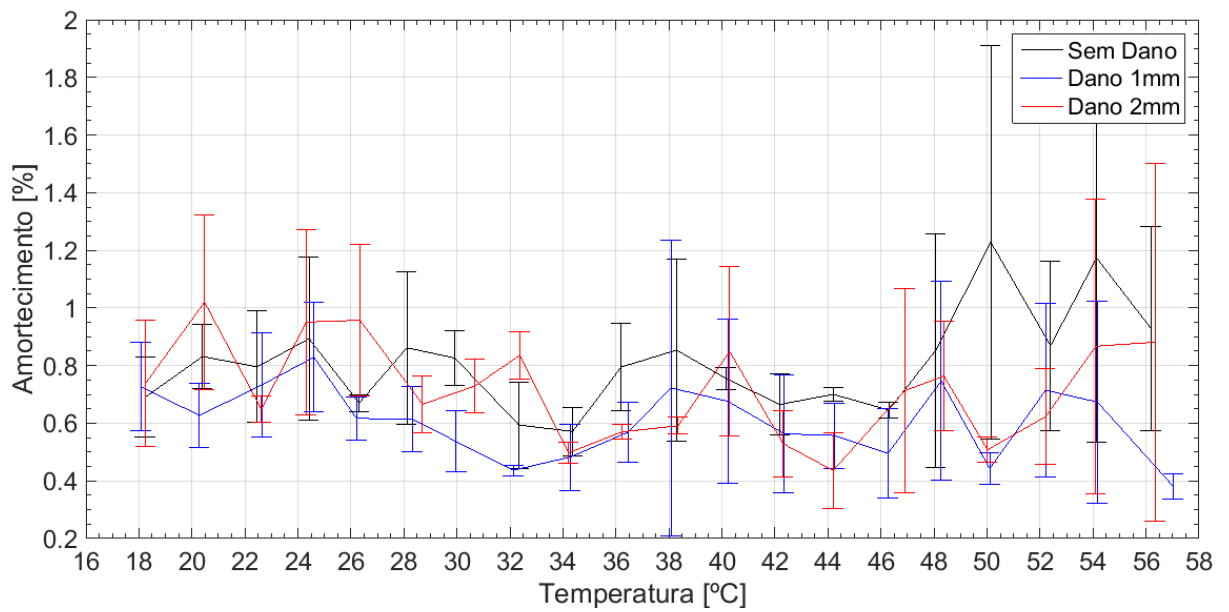


Figura 56. Média e intervalo de confiança das taxas de amortecimento do segundo modo de flexão.

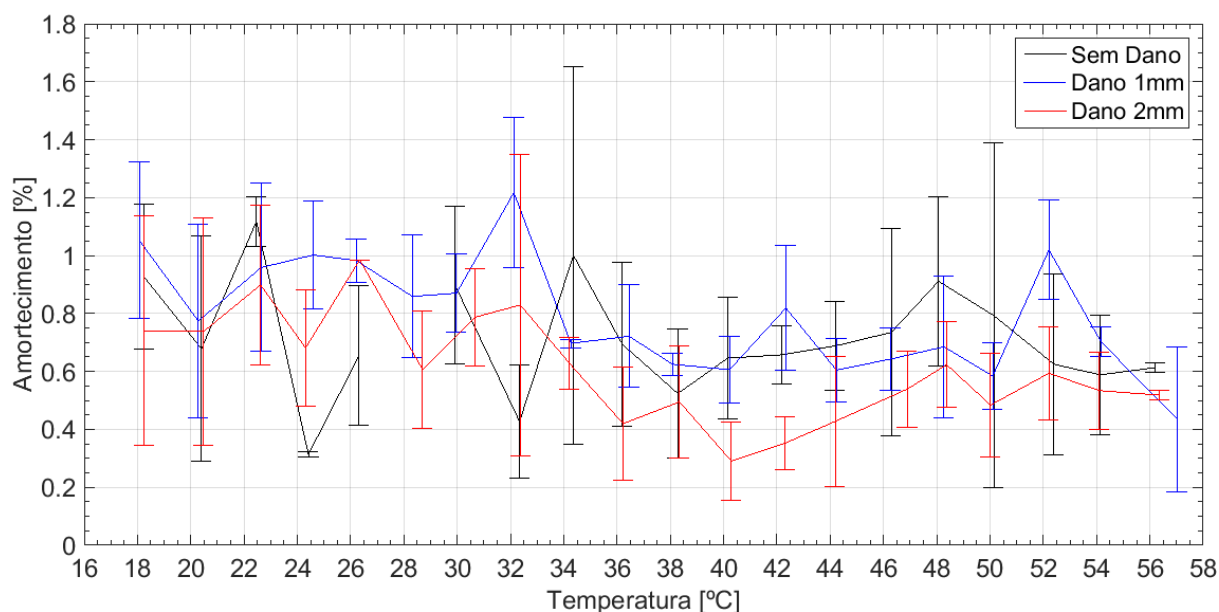


Figura 57. Média e intervalo de confiança das taxas de amortecimento do terceiro modo de flexão.

4.3 Análise da variação das frequências naturais dos modos de flexão através de regressões lineares robustas

A partir das frequências estimadas e das temperaturas registradas para cada cenário de dano, foram realizadas regressões lineares com otimização robusta a fim de obter uma expressão matemática que descreva a variação da frequência em função da temperatura. As funções obtidas estão resumidas na Tabela 7 e a Figura 58, Figura 59 e Figura 60 mostram as tendências lineares para cada conjunto de dados.

Tabela 7. Funções das frequências obtidas a partir de regressões lineares robustas.

Frequência	$f(T)_{sem\ dano} =$	$f(T)_{Dano\ 1} =$	$f(T)_{Dano\ 2} =$
Primeira	$-0,0035152T+6,0908$	$-0,0012228T+6,001$	$-0,0038935T+6,0862$
Segunda	$-0,0047016T+23,689$	$-0,002782T+23,711$	$-0,00830340T+23,94$
Terceira	$-0,0149500T+53,772$	$-0,010781T+53,563$	$-0,0226630T+53,824$

Na Figura 58, pode-se observar claramente a redução na tendência das frequências causadas pelos danos, exceto para o dano de 1mm o qual a partir dos 40°C começa a mostrar valores ainda maiores que os das frequências do cenário sem danos. Nota-se, também, que as tendências das frequências para os cenários sem danos e com 2mm de dano são muito parecidas e o coeficiente R^2 indica que houve um bom ajuste entre os dados e o modelo. No entanto, a tendência da variação do

primeiro cenário de dano (1mm) é diferente das outras duas e fornece valores de frequência ainda maiores que as estimadas no estágio sem danos.

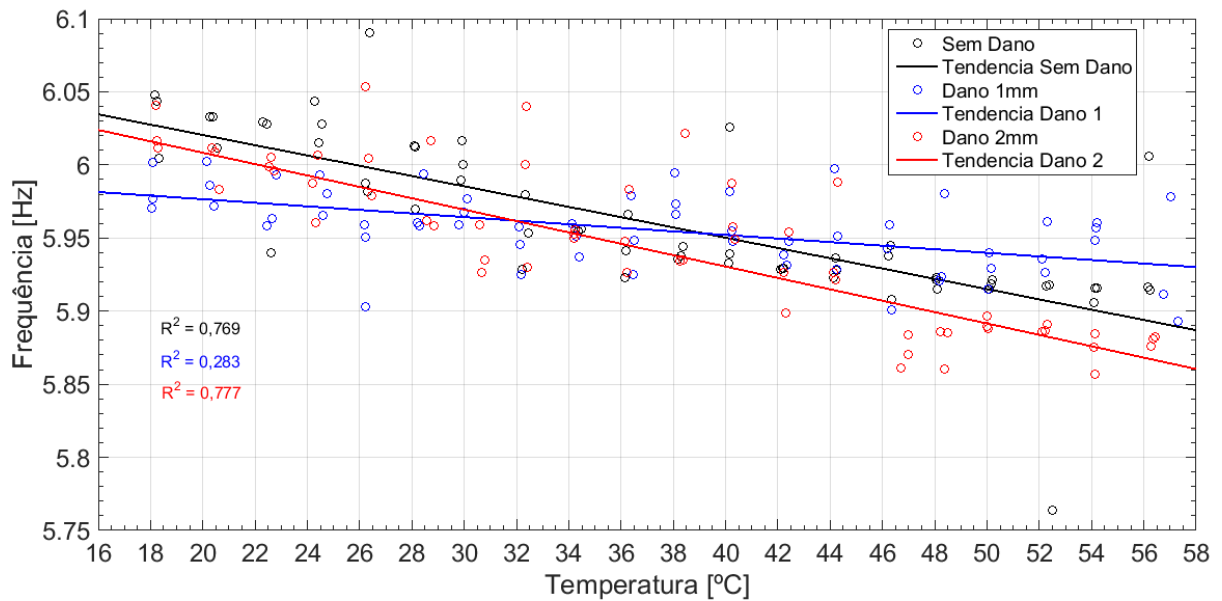


Figura 58. Dispersão e regressão linear robusta da primeira frequência natural.

Conclusões parecidas podem ser extraídas a partir da análise da Figura 59. Nela, novamente se observa boa semelhança entre as regressões lineares dos cenários sem danos e com 2mm de dano, mas o mesmo não ocorre para o nível de 1mm de dano.

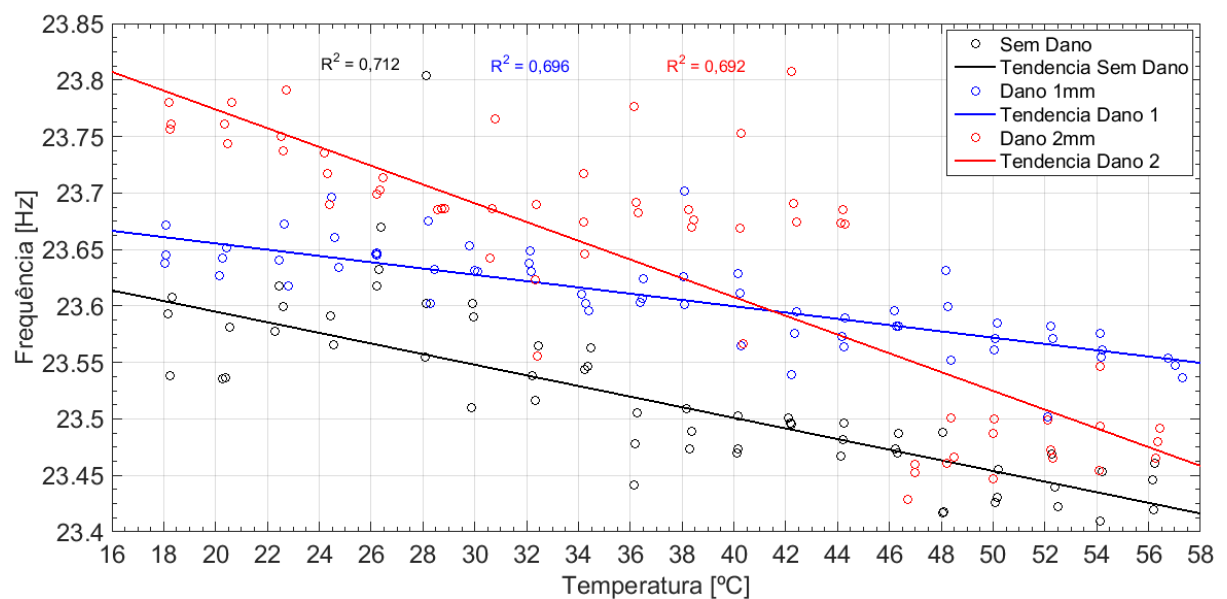


Figura 59. Dispersão e regressão linear robusta da segunda frequência natural.

Na Figura 60, observa-se como as tendências das frequências para todos os níveis de danos são bem parecidas com as tendências da primeira frequência (Figura 58) e que os valores do coeficiente R^2 para os cenários sem danos e 1mm de dano mostram um baixo ajuste do modelo aos dados, o que pode ser explicado pela maior dispersão das frequências entre os ensaios.

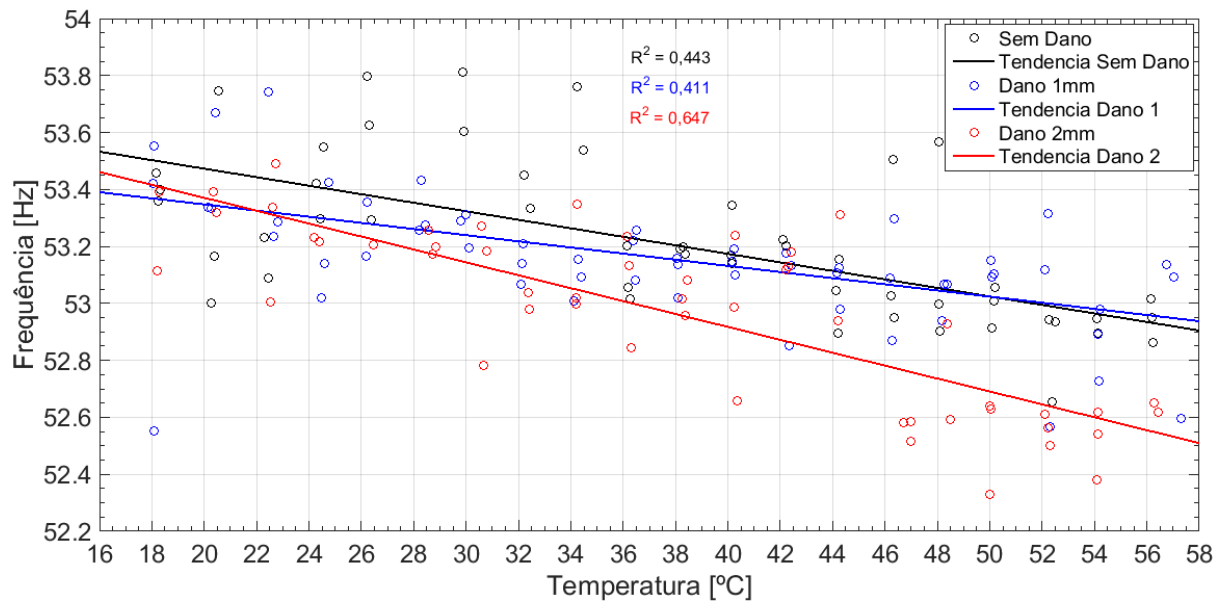


Figura 60. Dispersão e regressão linear robusta da terceira frequência natural.

4.4 Análise da variação das taxas de amortecimento dos modos de flexão através de regressões lineares robustas

A Figura 61, Figura 62 e Figura 63 mostram as regressões lineares robustas das taxas de amortecimento dos modos de flexão para todos os cenários de danos da viga. As funções obtidas estão resumidas na Tabela 8.

Tabela 8. Funções obtidas a partir de regressões lineares robustas para as taxas de amortecimento.

Frequência	$f(T)_{sem\ dano} =$	$f(T)_{Dano\ 1} =$	$f(T)_{Dano\ 2} =$
Primeira	$-0,015169T+1,5413$	$-0,0063890T+1,081$	$-0,020934T+1,7219$
Segunda	$-0,0012614T+0,77251$	$-0,0062239T+0,79095$	$-0,0070037T+0,90021$
Terceira	$0,0010421T+0,55004$	$-0,010163T+1,1583$	$-0,0044548T+0,67518$

Da Figura 61, observa-se que as linhas de tendência das taxas de amortecimento do primeiro modo para todos os níveis de danos se intersectam em mais de 3 pontos, o que significa que não há patamares de danos bem definidos. Também os baixos valores dos coeficientes R^2 mostram que o modelo não se ajusta muito bem

aos dados e a tendência para o estágio mais avançado de danos, é maior que a tendência do estágio sem danos para o intervalo de temperaturas de 18°C a 30°C, fato que vai contra a teoria.

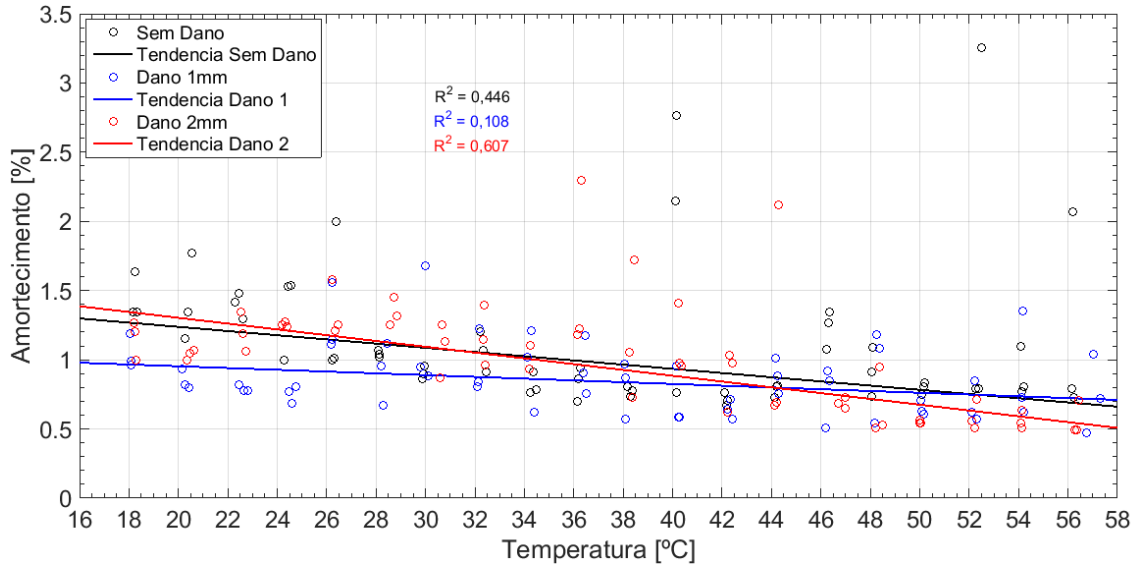


Figura 61. Dispersão e regressão linear robusta das taxas de amortecimento do primeiro modo.

Das tendências das taxas de amortecimento do segundo modo (Figura 62), nota-se que para os níveis de dano 1 e 2 as tendências são quase paralelas. No entanto, o estágio de danos mais severo mostra taxas de amortecimento maiores, o que vai contra a teoria, pois os danos estruturais geralmente diminuem a taxa de amortecimento das estruturas. Além disso, os coeficientes R^2 indicam que o modelo não se ajusta muito bem às observações.

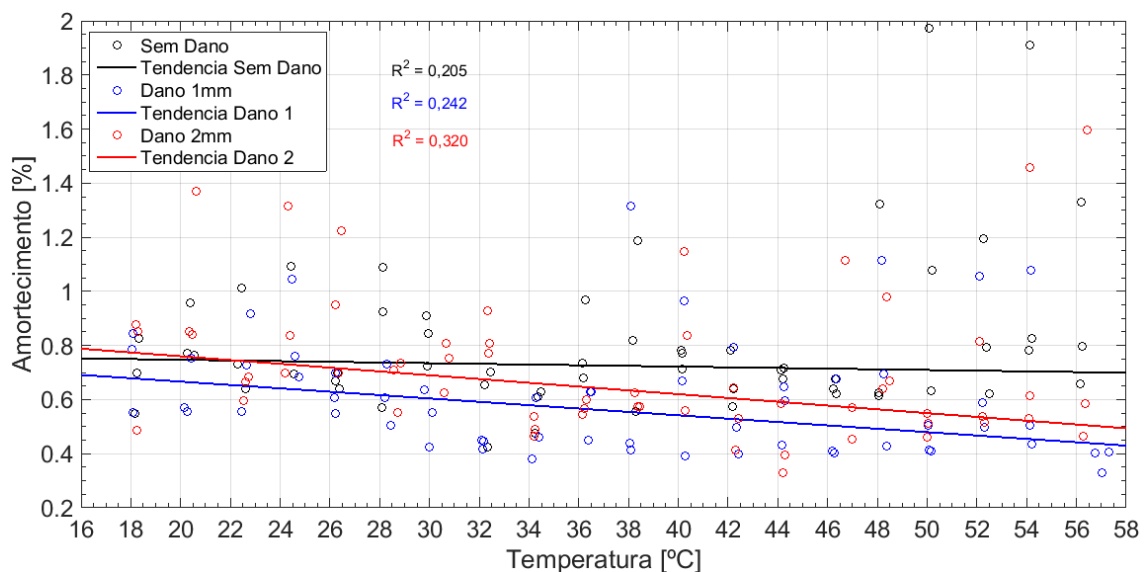


Figura 62. Dispersão e regressão linear robusta das taxas de amortecimento do segundo modo.

Já no gráfico das taxas de amortecimento do terceiro modo (Figura 63), nota-se que a tendência dos amortecimentos do cenário de danos 1 é maior que a tendência dos amortecimentos do cenário de danos de 2 o que é teoricamente correto, porém ambos exibem taxas de amortecimento maiores que o cenário sem danos na maioria das medições. Novamente, o coeficiente R^2 mostra que o modelo não se ajusta muito bem aos dados, os quais estão muito dispersos, podendo-se concluir que as taxas de amortecimento não mostram padrões nem tendências úteis ao propósito deste trabalho.

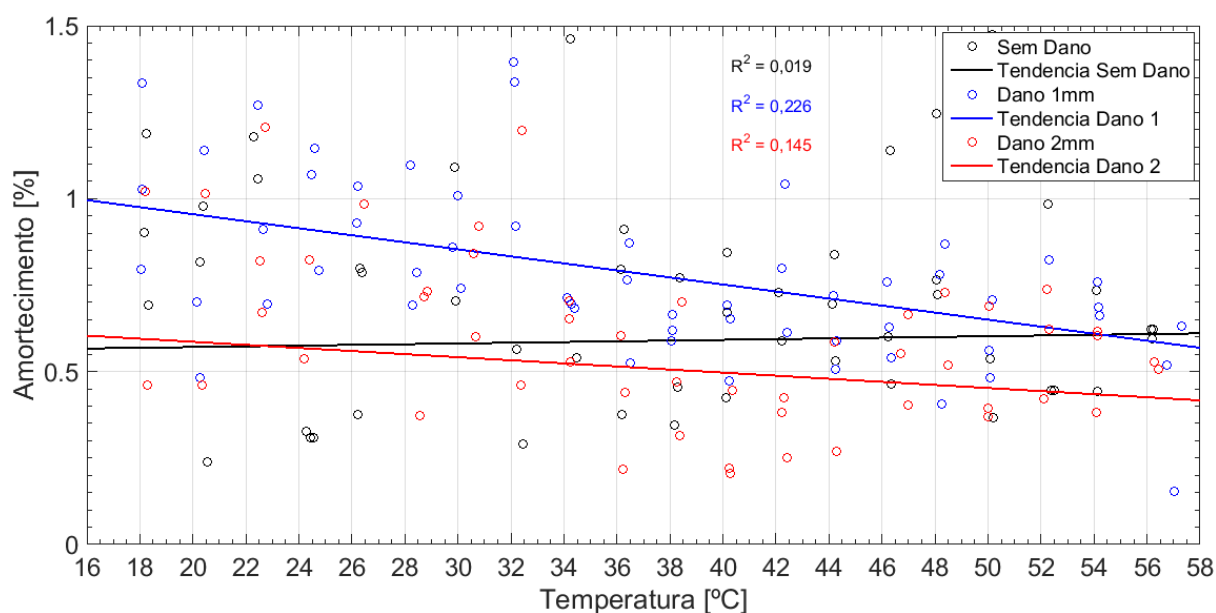


Figura 63. Dispersão e regressão linear robusta das taxas de amortecimento do terceiro modo.

4.5 Comparação gráfica dos modos

Esta etapa visa observar qualitativamente a variação das amplitudes dos modos como consequência dos danos estruturais. Para isso, serão comparadas as formas modais médias e seus respectivos desvios padrões, obtidas para 5 valores fixos de temperatura em todos os cenários de dano. O valor médio do modo para qualquer temperatura “x” será obtido através da média das amplitudes modais de cada grau de liberdade dos 3 ensaios realizados para esse valor de temperatura. Os valores fixos das temperaturas que serão usadas são: 18°C, 26°C, 34°C, 42°C e 50°C.

A Figura 64, Figura 65 e Figura 66 mostram as médias e desvios padrões dos modos nas 5 temperaturas mencionadas para todos os níveis de dano. Para o primeiro

modo, observa-se uma pequena diferença entre o estágio sem danos (preto) e o estágio com dano de 2mm (vermelho).

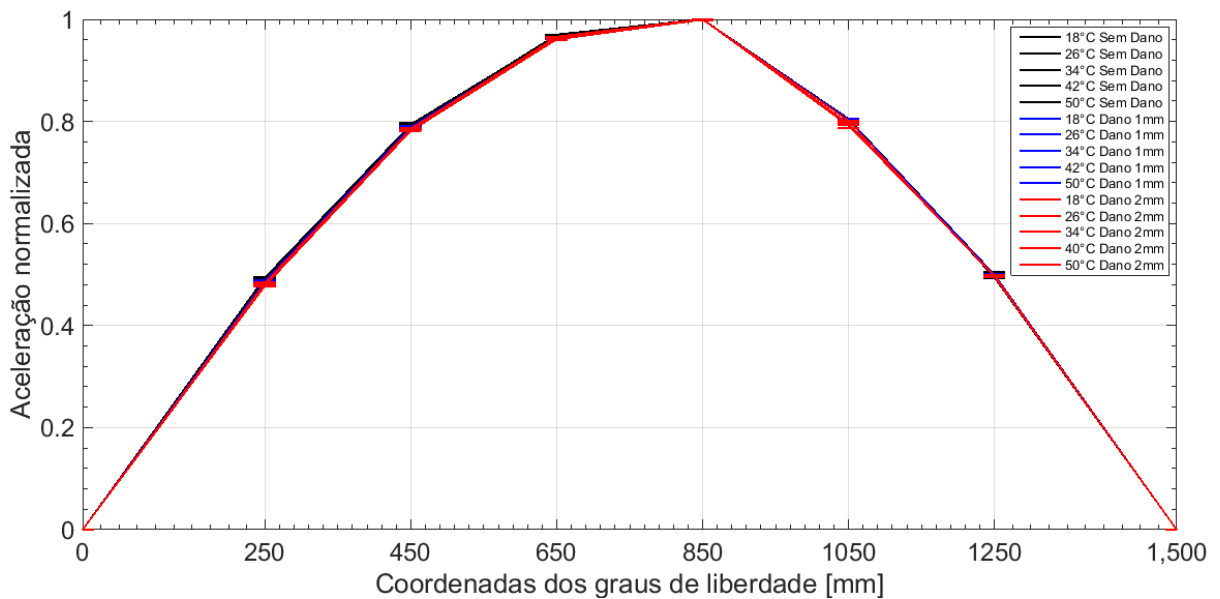


Figura 64. Primeiro modo de vibração das 5 temperaturas em todos os níveis de dano.

No segundo modo (Figura 65), ainda se observa essa pequena diferença e percebe-se que o nível 1 de danos (azul) está completamente “mascarado”.

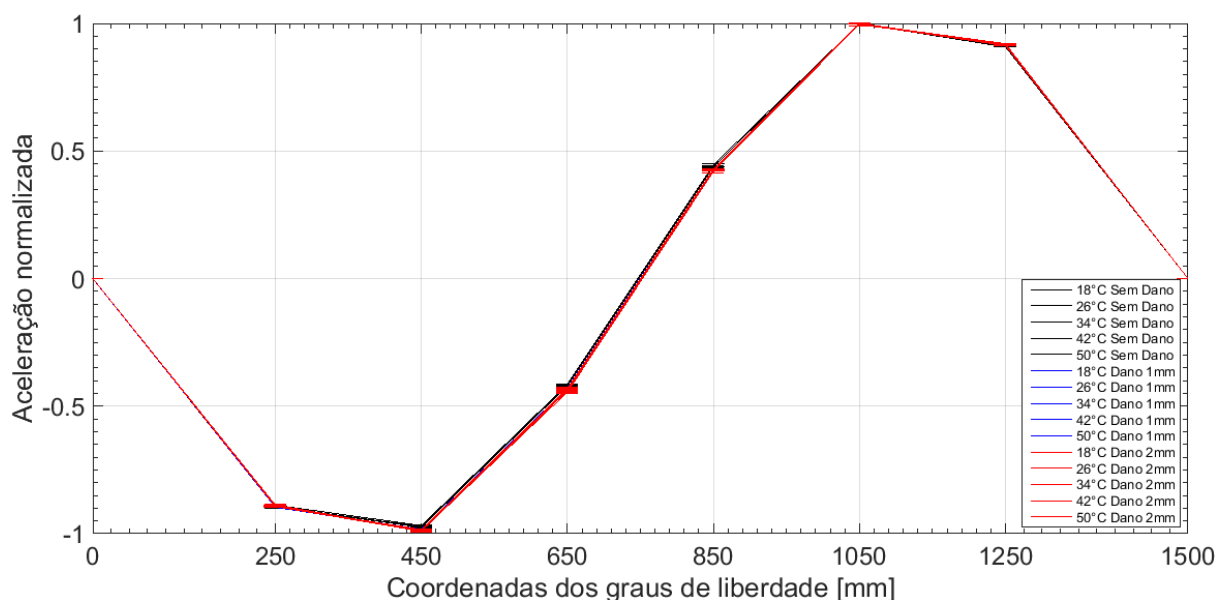


Figura 65. Segundo modo de vibração das 5 temperaturas em todos os níveis de dano.

Já para o terceiro modo (Figura 66), é possível distinguir variações muito pequenas entre os 3 estágios de dano, principalmente a um terço e no meio do vão.

O fato de identificar os 3 níveis de dano a partir do modo 3 confirma o descrito na literatura, isto é, que os modos mais altos são mais sensíveis aos danos.

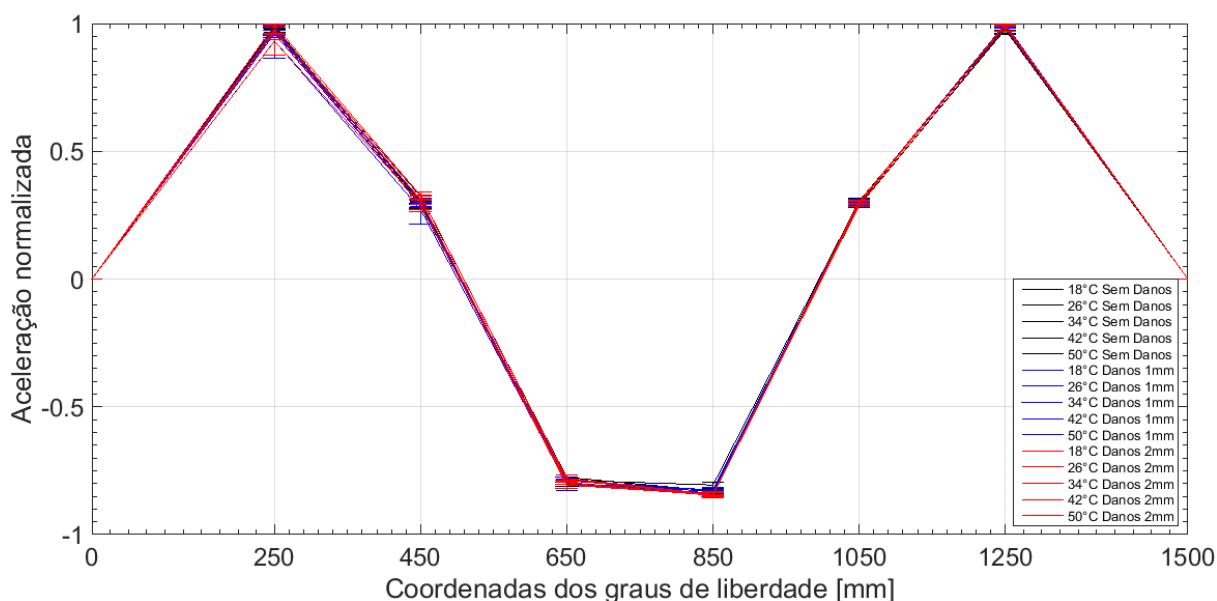


Figura 66. Terceiro modo de vibração das 5 temperaturas em todos os níveis de dano.

De forma geral, observa-se que os modos parecem ser menos sensíveis às variações ambientais, o que será verificado, na próxima seção deste capítulo através do coeficiente MAC, no entanto, comparando-os graficamente não conduz a detecção de danos porque seus intervalos de confiança superpõem-se.

4.6 MAC dos modos de flexão

Sabendo-se que o MAC é uma medida de ortogonalidade entre dois vetores, indicada através de um coeficiente, neste trabalho ele será usado para avaliar influência dos danos e da temperatura sobre os modos. A

Tabela 9, Tabela 10 e Tabela 11 mostram o MAC calculado e a Figura 67, Figura 68 e Figura 69 mostram esses mesmos resultados de forma gráfica.

Percebe-se que, para o primeiro modo de flexão (ver Figura 67), houve uma diminuição do MAC no segundo cenário de danos (d2) para os valores de temperatura entre 18° e 26°C. Portanto, pode-se dizer que o MAC identificou, parcialmente, o segundo cenário de danos, apesar de a variação do mesmo ter sido muito pequena.

Tabela 9. MAC do primeiro modo para todos os cenários de danos.

	18° d0	26° d0	34° d0	42° d0	50° d0	18° d1	26° d1	34° d1	42° d1	50° d1	18° d2	26° d2	34° d2	42° d2	50° d2
18°d0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
26°d0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
34°d0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
42°d0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
50°d0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

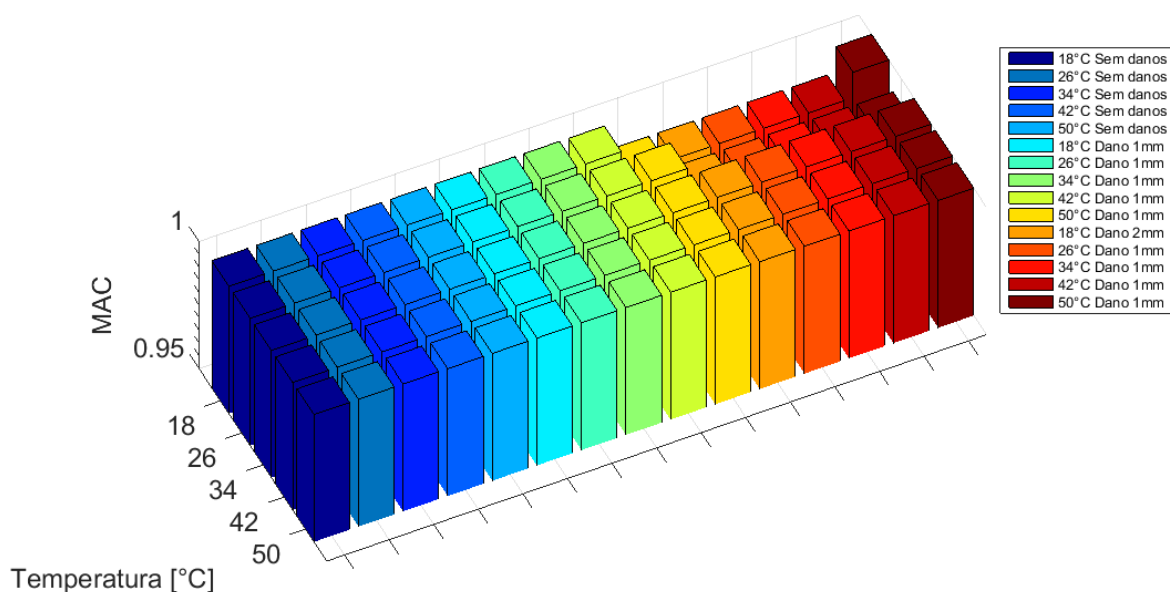


Figura 67. MAC dos primeiros modos para todos os níveis de dano e temperaturas selecionadas.

O segundo modo (Figura 68) mostra-se um pouco mais sensível que o primeiro, pois identificou uma diminuição dos valores a partir do primeiro cenário de danos, ainda que pequena. A partir desse gráfico, infere-se que o segundo modo é sensível aos danos, mas insensível às temperaturas.

Tabela 10. MAC do segundo modo para todos os cenários de dano.

	18° d0	26° d0	34° d0	42° d0	50° d0	18° d1	26° d1	34° d1	42° d1	50° d1	18° d2	26° d2	34° d2	42° d2	50° d2
18°d0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
26°d0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
34°d0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
42°d0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
50°d0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99

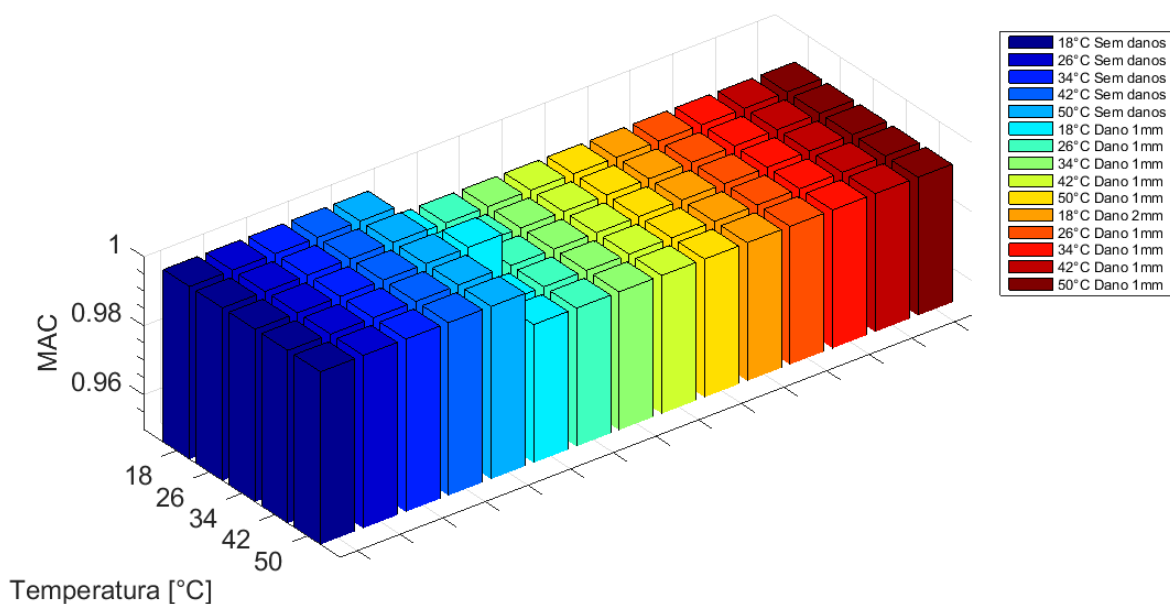


Figura 68. MAC dos segundos modos para todos os níveis de dano e temperaturas selecionadas.

Já o terceiro modo (Figura 69) mostra uma diminuição dos valores do MAC a partir do primeiro cenário de danos e também a partir do primeiro incremento de temperatura (exceto para alguns valores). Desse gráfico, infere-se que o terceiro modo é sensível tanto aos danos quanto as variações de temperatura.

Tabela 11. MAC do terceiro modo para todos os cenários de dano.

	18° d0	26° d0	34° d0	42° d0	50° d0	18° d1	26° d1	34° d1	42° d1	50° d1	18° d2	26° d2	34° d2	42° d2	50° d2
18°d0	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
26°d0	0,99	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
34°d0	0,99	0,99	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	0,99	1,00	0,99
42°d0	0,99	0,99	0,99	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
50°d0	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99

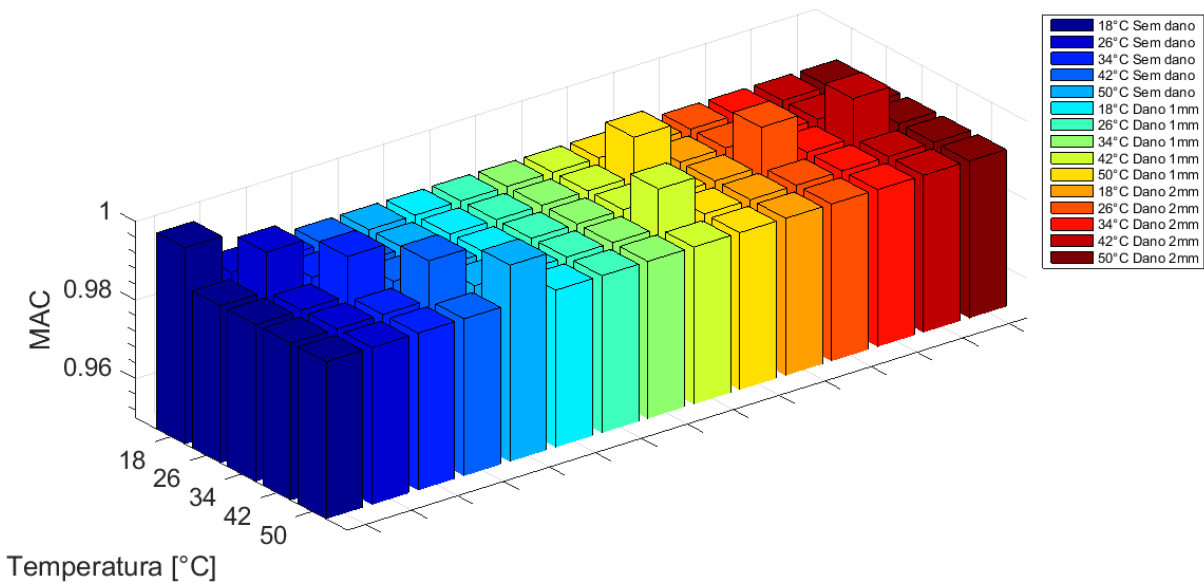


Figura 69. MAC dos terceiros modos para todos os níveis de dano e temperaturas selecionadas.

4.7 Análise das frequências naturais através de Diagramas de Controle

A Figura 70, Figura 71 e Figura 72 mostram os diagramas de controle obtidos para as 3 primeiras frequências naturais de todos os cenários de dano. Os limites de controle superior e inferior do diagrama foram calculados tomando-se como referência o cenário sem danos, para um intervalo de confiança de 95%, ou seja, que existe um 95% de *probabilidade* de que todas as frequências se encontrarem dentro desses limites. No entanto, em todos os diagramas, observa-se que existem valores que caem fora do *limite superior*, o que significa que: i) esses valores representam aqueles 5% de incerteza do processo; ii) o fenômeno estudado não segue uma distribuição *normal*⁵. Esse último argumento será verificado na última análise deste trabalho através do teste de Kolmogorov – Smirnov. É importante ressaltar que nesta metodologia de análise, o limite de controle inferior é o mais relevante porque segundo as premissas do SHM os danos estruturais causam diminuição nas frequências e taxas de amortecimento.

Na Figura 70, só foi possível identificar parcialmente o segundo cenário de danos (pontos que saíram do limite inferior).

⁵ Os limites superior e inferior dos diagramas de controle são calculados a partir da premissa de que as observações seguem uma distribuição normal.

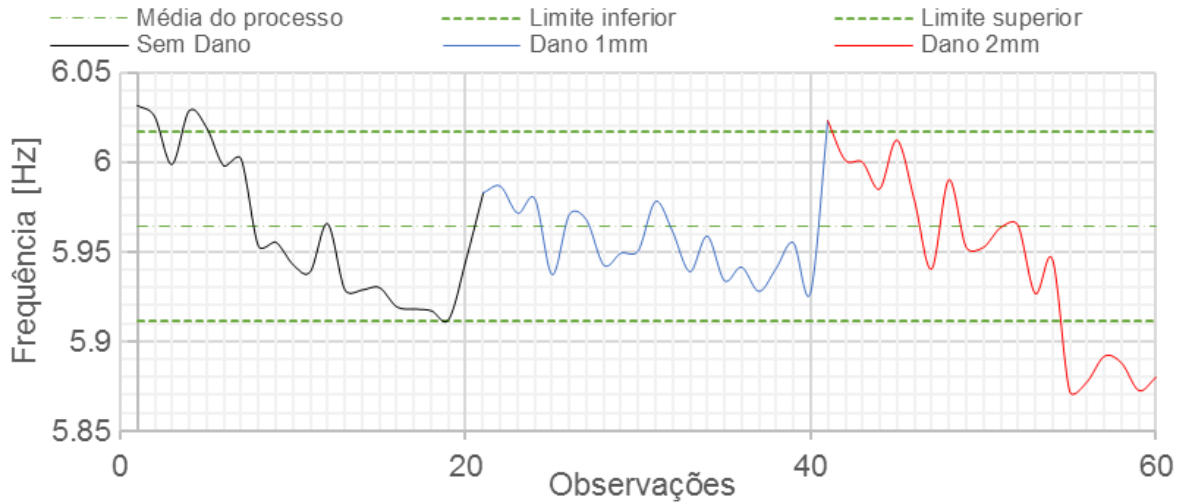


Figura 70. Diagrama de controle da primeira frequência para todos os cenários de dano.

Na Figura 71, são identificados o primeiro e segundo cenário de danos, mas os pontos caem fora do limite superior e observa-se que a tendência das frequências é aumentar, ao invés de diminuir de acordo com a severidade dos danos (o que, conforme já ressaltado, vai contra as premissas do SHM). Esse fenômeno já foi explicado na seção 4.1. Portanto, a Figura 71 não proporciona informação relevante à esta análise.

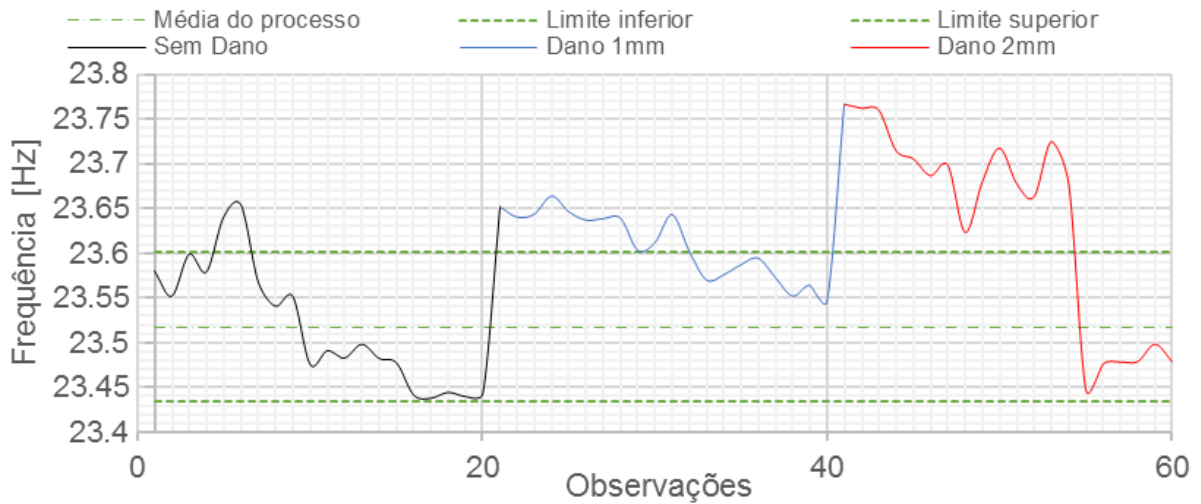


Figura 71. Diagrama de controle da segunda frequência para todos os cenários de dano.

Já na Figura 72, foi possível detectar parcialmente o segundo cenário de danos para valores de temperatura acima de 44°C, assim como mostrado na Figura 70, relativa à primeira frequência natural.

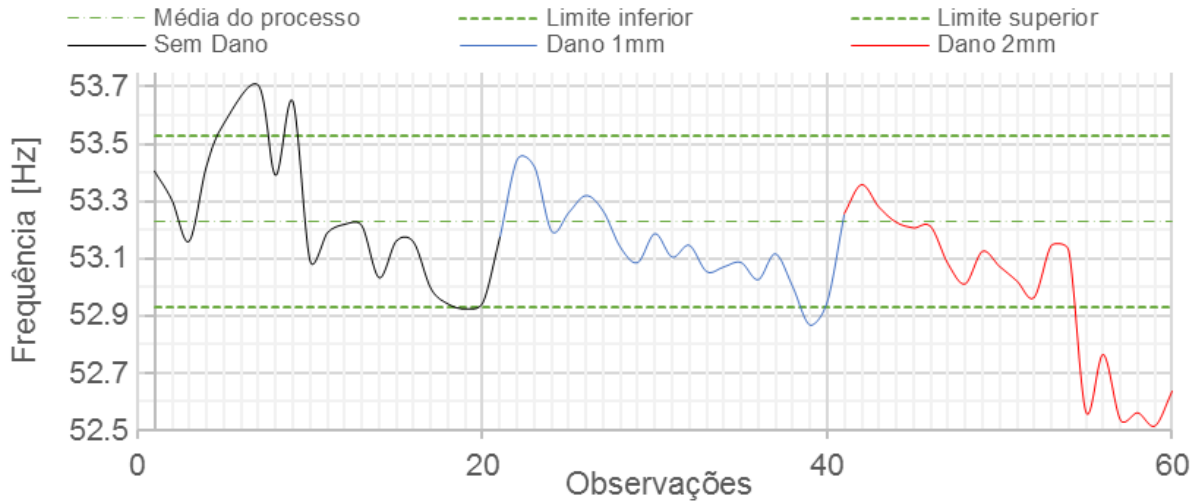


Figura 72. Diagrama de controle da terceira frequência para todos os cenários de dano.

De forma geral, os diagramas de controle das frequências mostraram-se pouco efetivos na detecção de danos para este estudo. Por outro lado, observou-se claramente como as variações devidas à temperatura foram maiores que as esperadas, segundo a Tabela 4. Além disso, o primeiro cenário de danos mostrou uma variabilidade bem menor se comparado aos cenários sem danos e dano 2.

4.8 Análise das taxas de amortecimento através dos Diagramas de Controle

A Figura 73, Figura 74 e Figura 75 mostram os diagramas de controle obtidos para as taxas de amortecimento dos modos de flexão. Os valores fora do limite superior para o cenário sem danos atendem às mesmas causas explicadas na seção 4.7.

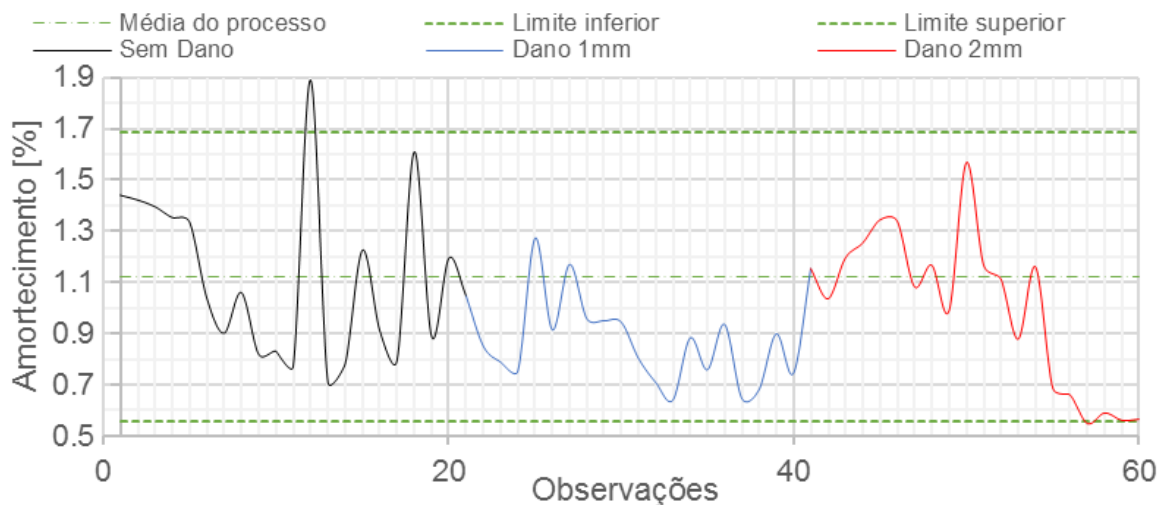


Figura 73. Diagrama de controle da taxa de amortecimento do primeiro modo e todos os cenários.

Na Figura 73 não foi possível identificar danos, haja vista que nenhuma observação caiu fora dos intervalos de confiança. Na Figura 74, só foi possível identificar alguns poucos pontos fora do limite inferior para os níveis de dano 1 e 2.

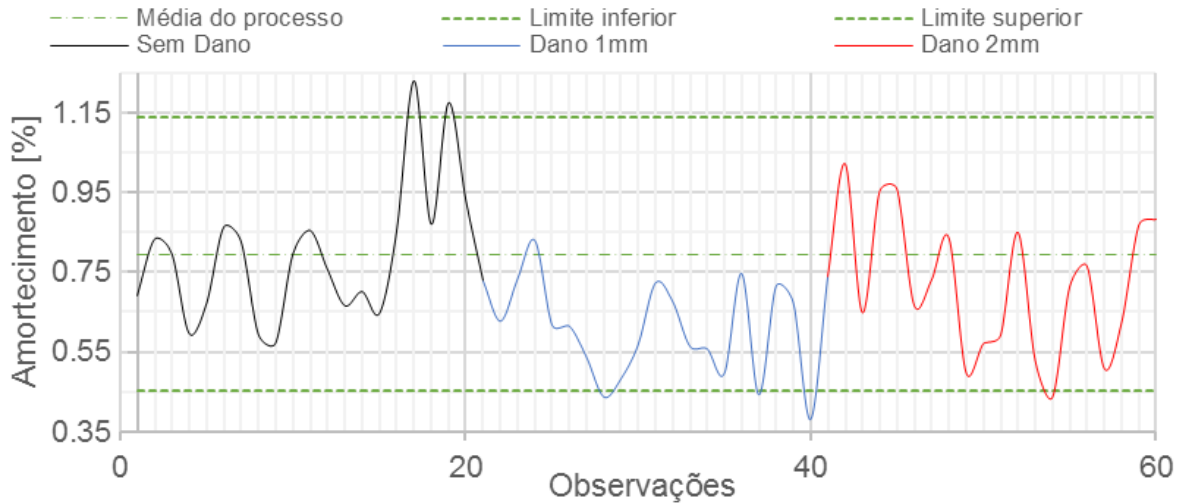


Figura 74. Diagrama de controle da taxa de amortecimento do segundo modo e todos os cenários.

E, na Figura 75, só foi possível identificar 1 ponto fora do limite inferior, o que mostra que esta análise não apresenta sensibilidade suficiente para detecção destes níveis de danos.

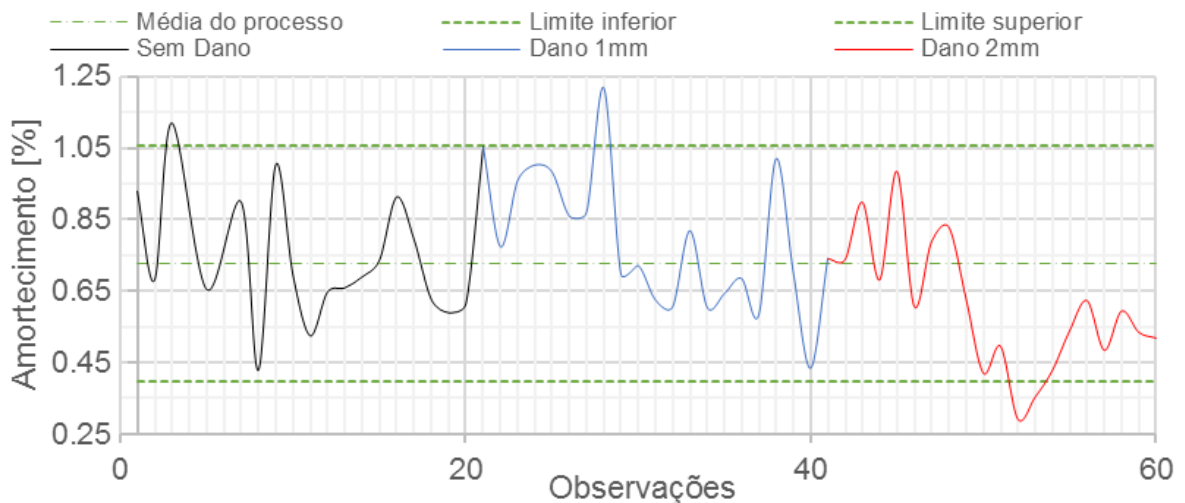


Figura 75. Diagrama de controle da taxa de amortecimento do terceiro modo e todos os cenários.

De forma geral, pode-se dizer que os digramas de controle das taxas de amortecimento são pouco efetivos na identificação de danos estruturais.

4.9 Análise das frequências através do teste de Kolmogorov – Smirnov

Como visto na metodologia, o teste de Kolmogorov-Smirnov será usado para detectar os danos na viga, através da comparação do parâmetro D_{stat} entre cenários sucessivos de dano, assim, antes de aplicar o teste aos dados, é preciso definir a primeira hipótese.

Hipótese 1: A variação das frequências naturais causadas pela temperatura segue uma distribuição normal para todos os cenários de danos.

Para testar essa hipótese, o teste foi aplicado a todas as frequências médias de todos os cenários de dano. Os resultados são apresentados na Tabela 12, de onde obteve-se $H=1$, ou seja, falso (valor em negrito). Isto significa que a variação das frequências naturais em todos os cenários de danos não segue uma distribuição normal.

Tabela 12. Valores do teste de Kolmogorov – Smirnov da primeira hipótese para as frequências.

	<i>f1d0</i>	<i>f1d1</i>	<i>f1d2</i>	<i>f2d0</i>	<i>f2d1</i>	<i>f2d2</i>	<i>f3d0</i>	<i>f3d1</i>	<i>f3d2</i>
D-stat	1	1	1	0,983	1	1	0,850	0,983	0,850
p-value	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H	1	1	1	1	1	1	1	1	1

f: frequência em Hz; *d**: nível de danos; D-stat: diferença absoluta; H: valor da decisão baseada em 95% do intervalo de confiança, 0 se verdadeiro, 1 se falso; p-value: probabilidade da hipótese.

Sabendo-se que as frequências naturais, em todos os níveis de danos, têm sua própria distribuição e que não é gaussiana, resta saber se todas elas vêm da mesma distribuição não gaussiana.

Hipótese 2: As variações das frequências naturais causadas pela temperatura de todos os cenários de danos *seguem a mesma distribuição não gaussiana*.

Os resultados do teste são mostrados na Tabela 13, de onde observa-se que $H=1$ (valor em negrito) para todas as comparações entre estados de dano. Assim, conclui-se que cada frequência natural para cada nível de dano têm uma forma de distribuição própria e são todas diferentes entre si. Os valores de D-stat em negrito são os indicadores de danos quando comparados com o cenário de referência (sem danos), como explicado e ilustrado à frente.

Tabela 13. Valores do teste de Kolmogorov da segunda hipótese para as frequências naturais.

		<i>f1d0</i>	<i>f1d1</i>	<i>f1d2</i>	<i>f2d0</i>	<i>f2d1</i>	<i>f2d2</i>	<i>f3d0</i>	<i>f3d1</i>	<i>f3d2</i>
<i>f1d0</i>	D-stat	0	0,283	0,300	0,983	1	1	0,850	0,983	0,850
	p-value	1	0,012	0,006	0	0	0	0	0	0
	H	0	1	1	1	1	1	1	1	1
<i>f1d1</i>	D-stat		0	0,300	0,983	1	1	0,850	0,983	0,850
	p-value		1	0,006	0	0	0	0	0	0
	H		0	1	1	1	1	1	1	1
<i>f1d2</i>	D-stat			0	0,983	1	1	0,850	0,983	0,850
	p-value			1	0	0	0	0	0	0
	H			0	1	1	1	1	1	1
<i>f2d0</i>	D-stat				0	0,650	0,616	0,850	0,983	0,850
	p-value				1	0	0	0	0	0
	H				0	1	1	1	1	1
<i>f2d1</i>	D-stat					0	0,533	0,850	0,983	0,850
	p-value					1	0	0	0	0
	H					0	1	1	1	1
<i>f2d2</i>	D-stat						0	0,850	0,983	0,850
	p-value						1	0	0	0
	H						0	1	1	1
<i>f3d0</i>	D-stat							0	0,250	0,283
	p-value							1	0,038	0,012
	H							0	1	1
<i>f3d1</i>	D-stat								0	0,383
	p-value								1	0
	H								0	1
<i>f3d2</i>	D-stat									0
	p-value									1
	H									0

f: frequência em Hz; *d*: nível de danos; D-stat: diferença absoluta; H: valor da decisão baseada em 95% do intervalo de confiança, 0 se verdadeiro, 1 se falso; p-value: probabilidade da hipótese.

A Figura 76 mostra a comparação da distribuição normal acumulada de frequências da primeira frequência natural (DNAF_{*f*}) e a distribuição empírica acumulada de frequências da primeira frequência natural (DEAF_{*f*}) para os 3 cenários de dano.

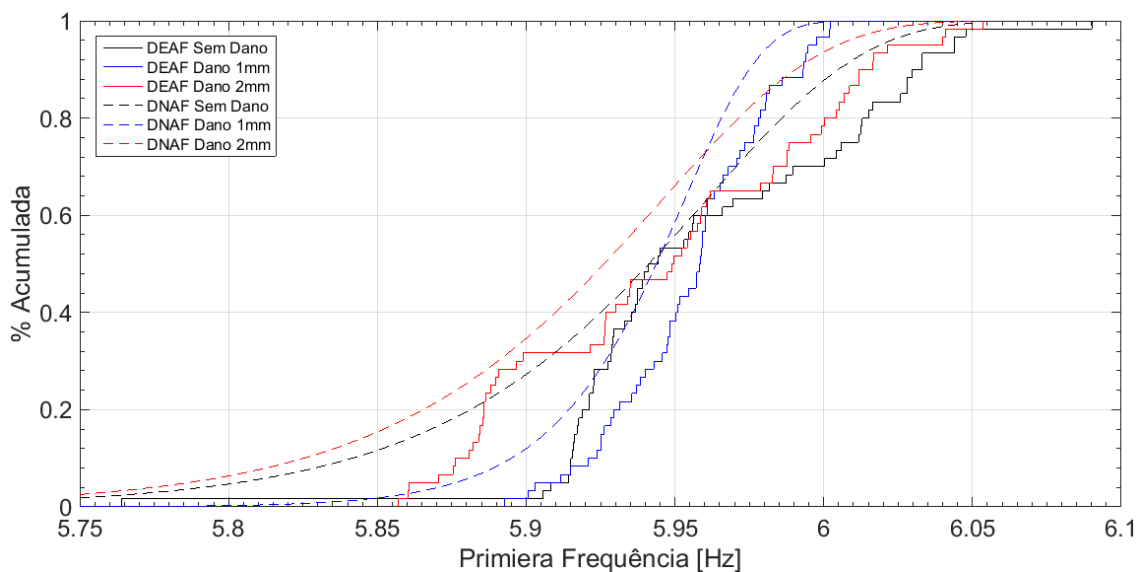


Figura 76. Comparação da distribuição *normal* acumulada de frequências da primeira frequência natural (*DNAFf*) e a distribuição *empírica* acumulada de frequências da primeira frequência natural (*DEAFf*) para os 3 cenários de dano.

A Figura 77 mostra a variação do parâmetro D-stat quando comparado o cenário sem danos com os cenários de danos 1 e 2. Observa-se que para as 3 frequências o D-stat varia para todos os níveis de dano. Partindo dessas observações, pode-se afirmar que o Teste de Kolmogorov – Smirnov conseguiu identificar todos os cenários de danos.

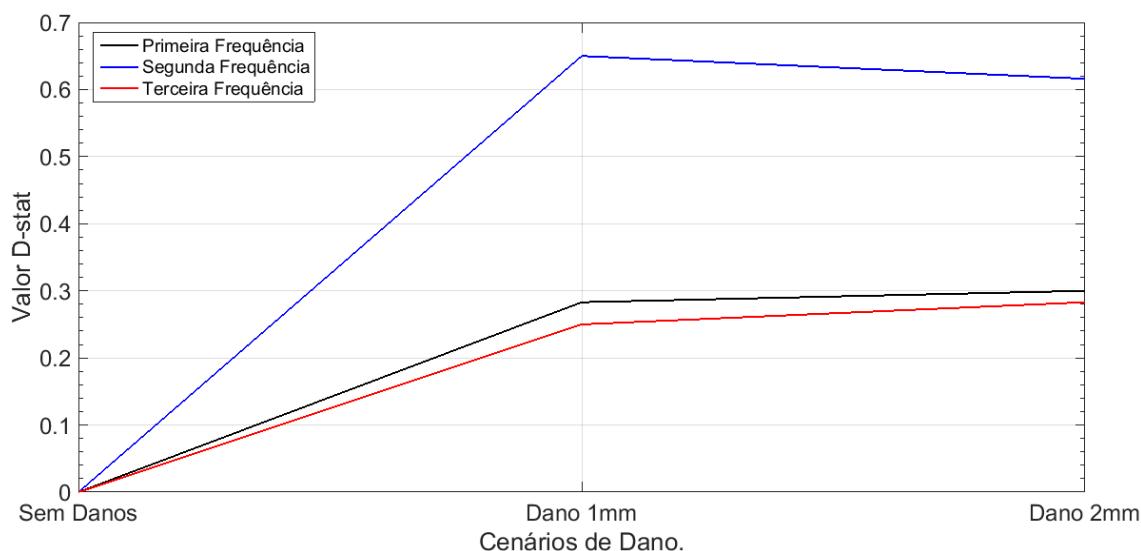


Figura 77. Parâmetro D-stat para os distintos níveis de dano das três frequências naturais da viga. As variações do parâmetro indicam uma separação entre a *DEAFf* e a *DNAFf*. O indicador de dano estrutural será a mudança do valor de D-stat para os diferentes níveis de danos.

Para compreender a afirmação anterior, considere três vetores (f_{nd0} , f_{nd1} e f_{nd2}) que contém as médias das frequências naturais do n-ésimo modo de vibração estimadas a 20 temperatura diferentes e para 3 cenários de danos diferentes (d0, d1, d2). Se o D-stat entre dois vetores for igual a zero ou menor que o intervalo de confiança, significa que ambos vetores têm a mesma curva de distribuição (DEAF) e, portanto, os valores de seus elementos (f_i) devem ser os mesmos, o que não é possível pois os danos estruturais causam mudanças nas frequências naturais e taxas de amortecimento de uma estrutura (Premissa básica do SHM). Como neste experimento as frequências (f_i) de todos os cenários de dano foram obtidas à mesma temperatura, então qualquer mudança no parâmetro D-stat significa que essa mudança foi consequência de danos estruturais.

Resultados semelhantes usando esta metodologia foram obtidos por Chinmaya & Mohanty (2006).

4.10 Análise das taxas de amortecimento através do teste de Kolmogorov – Smirnov

A seguir, são analisadas as taxas de amortecimento dos três primeiros modos de flexão, usando a mesma metodologia usada na seção anterior (4.9). Os resultados mostrados na Tabela 14 e Tabela 15, e na Figura 78 e Figura 79. Os valores ressaltados em negrito são os de maior interesse.

Tabela 14. Valores do teste de Kolmogorov da primeira hipótese para as taxas de amortecimento.

	ξ_{1d0}	ξ_{1d1}	ξ_{1d2}	ξ_{2d0}	ξ_{2d1}	ξ_{2d2}	ξ_{3d0}	ξ_{3d1}	ξ_{3d2}
D-stat	0,503	0,502	0,502	0,500	0,501	0,501	0,500	0,500	0,500
p-value	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H	1	1	1	1	1	1	1	1	1

ξ : taxa de amortecimento; d: nível de danos; D-stat: diferença absoluta; H: valor da decisão baseada em 95% do intervalo de confiança, 0 se verdadeiro, 1 se falso; p-value: probabilidade da hipótese.

Tabela 15. Valores do teste de Kolmogorov da segunda hipótese para as taxas de amortecimento.

		ξ_{1d0}	ξ_{1d1}	ξ_{1d2}	ξ_{2d0}	ξ_{2d1}	ξ_{2d2}	ξ_{3d0}	ξ_{3d1}	ξ_{3d2}
ξ_{1d0}	D-stat	0	0,283	0,283	0,483	0,750	0,583	0,600	0,450	0,750
	p-value	1	0,012	0,012	0	0	0	0	0	0
	H	0	1	1	1	1	1	1	1	1
ξ_{1d1}	D-stat		0	0,283	0,266	0,500	0,350	0,416	0,216	0,533
	p-value		1	0,012	0	0	0	0	0,103	0
	H		0	1	1	1	1	1	0	1
ξ_{1d2}	D-stat			0	0,433	0,533	0,483	0,466	0,400	0,550
	p-value			1	0	0	0	0	0	0
	H			0	1	1	1	1	1	1
ξ_{2d0}	D-stat				0	0,500	0,333	0,400	0,116	0,533
	p-value				1	0	0,001	0	0,783	0
	H				0	1	1	1	0	1
ξ_{2d1}	D-stat					0	0,283	0,283	0,400	0,283
	p-value					1	0,012	0	0	0,012
	H					0	1	1	1	1
ξ_{2d2}	D-stat						0	0,316	0,250	0,383
	p-value						1	0,003	0,038	0
	H						0	1	1	1
ξ_{3d0}	D-stat							0	0,350	0,183
	p-value							1	0	0,239
	H							0	1	0
ξ_{3d1}	D-stat								0	0,433
	p-value								1	0
	H								0	1
ξ_{3d2}	D-stat									0
	p-value									1
	H									0

ξ : taxa de amortecimento; d*: nível de danos; D-stat: diferença absoluta; H: valor da decisão baseada em 95% do intervalo de confiança, 0 se verdadeiro, 1 se falso; p-value: probabilidade da hipótese.

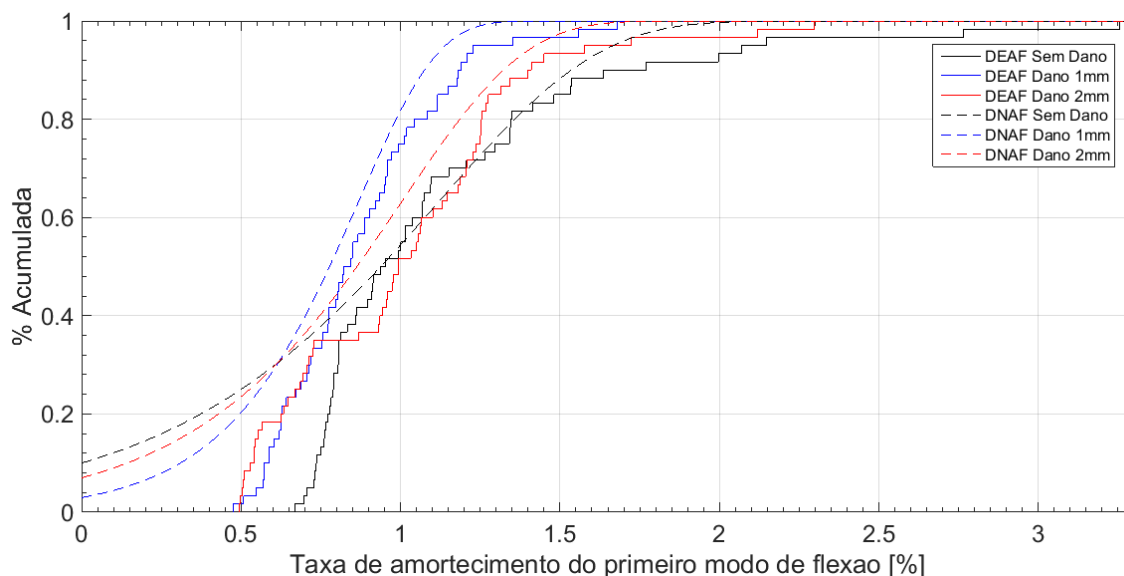


Figura 78. Comparação da distribuição *normal* acumulada de frequências das taxas de amortecimento do primeiro modo ($DNAF\xi$) e a distribuição *empírica* acumulada de frequências das taxas de amortecimento do primeiro modo ($DEAF\xi$) para os 3 cenários de dano.

Ao se observar a Figura 79, percebe-se que o parâmetro D-stat também consegue identificar danos estruturais usando as taxas de amortecimento, pois os valores do D-stat são todos diferentes, à exceção do amortecimento do primeiro modo entre os níveis de dano 1 e 2, onde o significado físico dessa linha horizontal é que usando o primeiro amortecimento não é possível diferenciar o dano 1 do dano 2 quando comparados ambos com o nível sem danos.

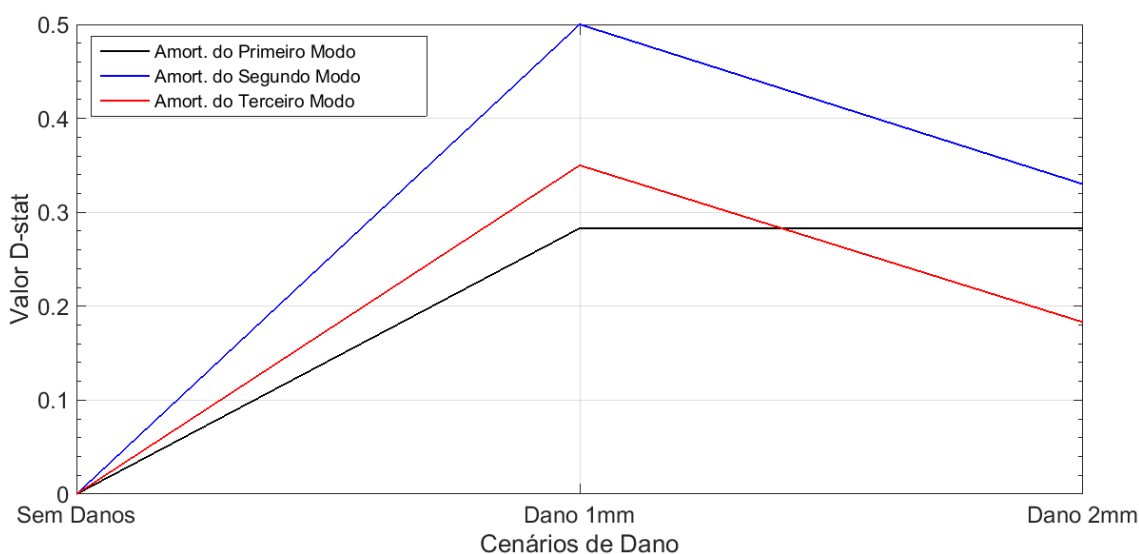


Figura 79. Parâmetro D-stat para os distintos níveis de dano das taxas de amortecimento dos 3 primeiros modos de flexão. As variações do parâmetro indicam uma separação entre $DEAF\xi$ e $DNAF\xi$. O indicador de dano estrutural será a mudança do valor de D-stat para os diferentes níveis de danos.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

O presente trabalho teve por objetivo principal a avaliação da influência da variação da temperatura sobre os parâmetros modais estruturais. Na realidade, este trabalho avançou no sentido de comparar os efeitos térmicos às consequências da existência de danos em uma estrutura. Para tanto, foram realizados diversos ensaios experimentais dinâmicos em uma barra metálica biapoçada, variando-se não só a temperatura ambiente, como também simulando-se níveis de dano na estrutura.

Inicialmente, observou-se que as frequências calculadas analiticamente são maiores que aquelas estimadas experimentalmente, exceto a primeira frequência, para a qual os valores analíticos e experimental são bem próximos. A mesma situação ocorreu entre as variações máximas das frequências - devidas ao efeito térmico - calculadas analiticamente (Tabela 4) e as estimadas experimentalmente. Assim, concluímos que o modelo analítico, de forma geral, não se ajusta ao modelo experimental.

Em um segundo momento, foram traçados gráficos de dispersão das frequências naturais. A partir deles, foi unicamente possível identificar uma leve tendência de diminuição das frequências como consequência dos incrementos de temperatura. No entanto, os dados mostram-se dispersos e não foi possível identificar os patamares de cada um dos níveis de dano. Os gráficos de dispersão das taxas de amortecimento, por sua vez, não forneceram informações úteis, já que a dispersão dos dados foi muito grande e não foi possível identificar nenhuma tendência.

Em seguida, os gráficos das médias e intervalos de confiança das frequências mostraram tendências não lineares que se intersectaram em vários pontos. Além disso, foi observada a superposição dos intervalos de confiança. Isto mostrou que, estatisticamente, não era possível concluir que as variações na frequência eram devidas aos danos. O mesmo tipo de gráfico para as taxas de amortecimento mostrou

tendências semelhantes às obtidas para as frequências, das quais não foi possível extrair informações que permitissem identificar danos estruturais.

Com o objetivo de avaliar técnicas estatísticas avançadas, foram avaliados três tipos de análise. Primeiramente, as tendências das frequências naturais obtidas através das regressões lineares robustas mostraram que as frequências diminuem linearmente devido aos efeitos térmicos, e foi possível observar os patamares que separam os diferentes cenários de danos. Em geral, observou-se que o modelo de regressão se ajusta a aproximadamente 70% dos dados, segundo o valor do resíduo R^2 . Embora a técnica de regressões lineares robusta forneça uma notável melhoria na interpretação dos dados, os modelos matemáticos obtidos não podem ser usados para eliminar os efeitos da temperatura e identificar danos, pois por meio de uma equação apenas, não é possível reproduzir a totalidade das observações experimentais. Já as regressões lineares das taxas de amortecimento mostram que os modelos em geral se ajustaram somente a 40% dos dados no melhor dos casos e a 1% dos dados no pior dos casos, isto devido ao fato de que as estimativas das taxas de amortecimento apresentam muita dispersão e, portanto, os resultados obtidos com esta técnica não têm utilidade na detecção de danos.

De forma similar, a comparação gráfica dos modos mostrou-se pouco sensível aos danos, pois para todos os cenários de dano, as formas modais se superpuseram, tornando impossível a identificação dos danos estruturais a partir da simples observação qualitativa. Nota-se que há diferenças muito pequenas nas formas modais entre o cenário sem danos e o segundo cenário de danos para as três frequências. No entanto, o terceiro modo se mostrou mais sensível comparado aos outros. O coeficiente MAC, calculado entre todos os modos de vibração, mostrou-se sensível somente para o segundo modo, pois identificou as variações a partir do primeiro cenário de dano. O terceiro modo também se mostrou sensível aos danos e às temperaturas. Ressalte-se que os valores do MAC sofreram variações muito pequenas, o que inviabiliza seu uso de modo robusto e confiável.

O segundo tipo de análise estatística avançada foram os diagramas de controle. Quando aplicados às frequências naturais, eles identificaram os danos somente no último cenário de danos, para temperaturas superiores aos 44°C. O mesmo foi observado quando aplicados às taxas de amortecimento. Portanto, pode-

se dizer que os diagramas de controle também não foram sensíveis para a detecção de danos estruturais.

Finalmente, os testes de hipótese de Kolmogov – Smirnov conseguiram identificar os danos estruturais desde o primeiro cenário de danos, tanto para as frequências naturais quanto para as taxas de amortecimento. Além disso, mostraram-se pouco sensíveis às temperaturas, como explicado nas seções 4.9 e 4.10. Entre todas as técnicas utilizadas neste trabalho, esta foi a que apresentou os melhores resultados.

Assim, a Tabela 16 mostra de forma sucinta a comparação de todas as técnicas visando responder duas questões básicas desta pesquisa:

1. Foi possível estabelecer uma relação entre parâmetros modais, temperatura e danos?
2. Foi possível detectar os níveis de dano através dessas técnicas?

Tabela 16. Resumo comparativo de todas as técnicas usadas.

Técnica	Parâmetro Modal	Relacionou as grandezas?	Identificou Danos?
Gráficos de Dispersões	f_n	Não	Não
	ξ_n	Não	Não
Médias + intervalos de confiança	f_n	Não	Não
	ξ_n	Não	Não
Regressões lineares	f_n	Parcial	Parcial
	ξ_n	Não	Não
Comparação gráfica	Forma modal	-	Não
MAC	Forma modal	-	Não
Diagramas de controle	f_n	-	Parcial
	ξ_n	-	Não
Testes de Hipótese	f_n	-	Sim
	ξ_n	-	Sim

f_n : Frequência natural; ξ_n : Taxa de amortecimento

Com tudo, finalmente podemos concluir, no escopo deste trabalho, que:

1. Não foi possível estabelecer uma relação matemática entre às variações de temperatura, parâmetros modais e danos, devido à natureza complexa deste fenômeno.

2. A natureza da variação dos parâmetros modais devida ao efeito térmico não segue uma distribuição normal. Portanto, a maioria das técnicas baseadas na normalidade dos dados mostraram-se pouco efetivas na identificação de danos.
3. Os parâmetros modais por si sós, mostraram-se pouco sensíveis aos danos estruturais e, portanto, seria necessário o uso de indicadores evoluídos nas metodologias de monitoramento estrutural.
4. Os testes de hipótese mostraram que são sensíveis o suficiente para a detecção de danos estruturais. Seu uso combinado com outras técnicas *poderia* fornecer uma metodologia confiável para detecção de danos em estruturas.

5.2 Trabalhos Futuros

Como trabalhos futuros, complementares a esta pesquisa, destacam-se:

1. Estudar a influência dos gradientes longitudinais de temperaturas sobre os parâmetros modais em vigas de aço.
2. Estudar a influência dos gradientes transversais de temperaturas sobre os parâmetros modais em vigas de aço, ou seja, as diferenças de temperaturas ao longo da altura da seção transversal da viga.
3. Estudar outros cenários de dano mais realistas como, por exemplo, a plastificação parcial e total da seção transversal da viga em um ponto, e depois estender o estudo para várias zonas de plastificação.
4. Efetuar a influência da temperatura sobre os parâmetros modais em vigas de concreto armado.
5. Estudar estruturas de grande porte e aplicar as técnicas de detecção de danos estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006. NBR 15307. *Ensaio não destrutivo - Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas - Procedimento*.

Adere, 2016. *Adere, Produtos*. [Online]

Available at: <http://www.adere.com.br/2010/adere.php/pt/espuma-e104.html>

[Acesso em fevereiro 2016].

Alampalli, S., 1998. *Influence of in-service environment on modal parameters*. Santa Barbara, CA, s.n., pp. 111-116.

Allemang, R. J., 2002. the Modal Assurance Criterion (MAC): Twenty years of use and abuse. *International Modal Analysis Conference IMAC*.

Alves, V. N., 2012. Estudo de novas estratégias para Identificação de danos estruturais a partir de dados vibracionais. *Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto*.

ASCE, 2014. *American Society of Civil Engineers*. [Online]

Available at: <http://www.asce.org/computing-and-it/news/20141014-civil-engineering-grand-challenges--opportunities-for-data-sensing,-information-analysis,-and-knowledge-discovery/>

[Acesso em fevereiro 2016].

Batista, R. C. & Pfeil, M. S., 2002. *Monitoring and control of wind-induced oscillations of a steel bridge*. Lisse, Grundmann & Schuëller, pp. 925-930.

Becerik-Gerber, B. et al., 2014. Civil Engineering Grand Challenges: Opportunities for Data Sensing Information Analysis, and Knowledge Discovery. *Journal of Computing in Civil Engineering*, July, 28(4).

Brüel & Kjaer (a), 2012. *Calibration Chart for Delta Tron Accelerometer type 4507B*. Copenhagen: s.n.

Brüel & Kjaer (b), 2016. *Products*. [Online]

Available at:

<http://www.bksv.com/Products/transducers/vibration/accessories/cables/AO0531?tab>

=specifications

[Acesso em fevereiro 2016].

Brüel & Kjaer (c), 2012. *Product Data. Miniature Delta Tron TEDS Accelerometers - Types 4507B and 4508*. Copenhagen: s.n.

Cardoso, R. d. A., 2015. Desenvolvimento de Metodologia para identificação modal automática de estruturas. *Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto*.

Chinmaya, K. & Mohanty, A. R., 2006. Multistage gearbox condition monitoring using motor current signature analysis and Kolgomorov-Smirnov Test. *Journal of Sound and Vibration*, Issue 290, pp. 337-368.

Cleaning Technologies Group, 2014. *John's Corner technical blog*. [Online] Available at: <http://www.ctgclean.com/tech-blog/2014/07/heat-capacity-temperature-control/>. [Acesso em february 2016].

Clough, R. W. & Penzien, J., 2003. *Dynamics of Structures*. Third ed. Berkeley, California: s.n.

Cury, A. A., Cremona, C. & Dumoulin, J., 2012. Long-term monitoring of a PSC box girder bridge: Operational modal analysis, data normalization and structural modification assesment. *Mechanical Systems and Signal Processing*, November, Volume 33, pp. 13-37.

DOL, 2014. *Mais uma ponte cai no Pará*. [Online] Available at: <http://www.diarioonline.com.br/noticias/para/noticia-296494-.html> [Acesso em marco 2015].

Farrar, C. R. et al., 1994. *Dynamic Characterization and Damage Detection in the I-40 Bridge over the Rio Grande*, New México: s.n.

Farrar, C. R., Doebling, S. W., Cornwell, P. J. & Straser, E. G., 1997. *Variability of Modal Parameters Measured on the Alamosa Canyon Bridge*. Orlando, FL, s.n.

Farrar, C. R. & Worden, K., 2013. *Structural Health Monitoring: A Machine Learning Perspective*. s.l.:John Wiley & Sons.

Folha de São Paulo, 2015. *Temporal derruba teto de hangar no aeroporto de Congonhas, em SP*. [Online]

Available at: <http://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2015/01/1572508-temporal-derruba-teto-de-hangar-no-aeroporto-de-congonhas-em-sp.shtml>

[Acesso em marco 2015].

Gerdau, 2015. *Catálogo de barras e perfis de aco*. Sao Paulo: s.n.

Gere, J. M., 2006. *Mecánica de Materiales*. Em: México D.F: Cengage Learning, pp. 93, 915.

Globo Notícias, 2016. *Jornal Hoje*. [Online]

Available at: <http://g1.globo.com/jornal-hoje/noticia/2016/01/rompimento-de-barragem-em-mariana-mg-completa-dois-meses.html>

[Acesso em fevereiro 2016].

Gutiérrez, H., 2010. *Calidad Total y Productividad*. Tercera ed. México D.F: McGraw Hill.

Hastie, T., Tibshirani, R. & Jerome, F., 2009. *The Elements of Statistical Learning: Data Mining, Inference and Prediction*. 2 ed. Palo Alto, California: Springer.

INPE/IMET, 2013. Climanálise. *Boletim de Monitoramento e Análise Climática*, 28(3), pp. 1-48.

International Organization for Standardization, 1998. ISO 5348:1998. *Mechanical vibration and shock - Mechanical mounting of accelerometers*.

Krämer, C., CAM De Smet & De Roeck, G., 1999. *Z24 Bridge damage detection tests*. s.l., s.n., pp. 1023-1029.

Lynx Ltda (a), 2016. *Lynx Testing and Measurements Systems*. [Online]

Available at: http://www.lynxtec.com.br/prod_aqd.htm

[Acesso em fevereiro 2016].

Lynx Ltda (b), 2008. *AqDados 7.02 Manual do Usuario*. Sao Paulo: Lynx Tecnologia Eletrônica Ltda.

Massey, F. J., 1951. The Kolgomorov - Smirnov Test for Goodness of Fit. *Journal of the American Statistical Association*, 46(253), pp. 68-78.

- Mathwoks Inc, 2015. *Robus Regression - Reduce Outliers Effect*. [Online].
- Meruane, V. & Heylen, W., 2012. Structural damage assessment under varying temperature conditions. *Structural Health Monitoring*, may, Issue 11, pp. 345-357.
- Nguyen, V. H., Mahowald, J., Golinval, J. C. & Maas, S., 2014. Damage detection in bridge structures including environmental effects. *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN*, july.
- Notícias Band, 2011. *SP: Falta de aço causou desabamento em ponte*. [Online] Available at: <http://noticias.band.uol.com.br/cidades/noticia/?id=100000474004> [Acesso em marco 2015].
- Onset (a), 2015. *TMCx-HD Water/Soil Temperature sensor, Data Sheet Product*. Bourne, MA: Onset Computer Corporation.
- Onset (b), 2014. *HOBOWare User's Guide*. Bourne, MA: Onset Computer Corporation.
- Onset (b), 2015. *HOBO U12 Temp/RH/Light External Data Logger*. Bourne, MA: Onset Computer Corporation.
- Panoramio, 2011. *Traffic on the Golden Gate*. [Online] Available at: <http://www.panoramio.com/photo/60101706> [Acesso em janeiro 2015].
- Pastor, M., Binda, M. & Karcarik, T., 2012. Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering*, Issue 48, pp. 543-548.
- Peeters, B. & De Roeck, G., 2001. One-year monitoring of the Z-24 Bridge: Environmental effects vs Damage events. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 30, pp. 149-171.
- Peeters, B., Maeck, J. & De Roeck, G., 2001. Vibration-based damage detection in civil engineering: excitation sources and temperature effects. *Smart Materials and Structures*, Issue 10, pp. 518-527.
- Poh, W., 2001. Stress-Strain-Temperature Relationship for Structural Steel. *Journal of Materials in Civil Engineering*, September, pp. 372-379.

Ribeiro, A., 2006. *Queda da ponte sobre rio Capivari-Cachoeira: responsáveis são alvo de ação de improbidade administrativa*. [Online]

Available at: <http://noticias.pgr.mpf.mp.br/noticias/noticias-do-site/combate-a-corrupcao/queda-da-ponte-sobre-rio-capivari-cachoeira-responsaveis-sao-alvo-de-acao-civil-publica>. [Acesso em marco 2015].

Robinson, R. A. J., 2010. The Gulf of Mexico oil disaster: A case study on the projected economic impact on tourism among the Gulf States of Louisiana, Mississippi, Alabama, and Florida. *Paper 566, University of Nevada*.

Rohrmann, R. G., Baessler, M., Said, S. & Schmid, W., 2000. *Structural causes of temperature affected modal data of civil structures obtained by long time monitoring*. San Antonio, TX, s.n., pp. 1-7.

Rytter, A., 1993. *Vibration based inspection of civil engineering structures*. PhD Thesis, Aalborg University. Denmark: s.n.

Scotch 3M, 2016. *Fita Fixa Forte Scotch 3M Uso Externo 24mm x 1.5m*. [Online]

Available at:

http://www.scotch.com.br/wps/portal/3M/pt_BR/GlobalScotchBrand/Scotch/Products/Products-Catalog/~Fita-Fixa-Forte-Scotch-Uso-Externo-24mm-x-1-5m-Transparente?N=4335+3294347932+3294529163&rt=rud. [Acesso em janeiro 2016].

Serridge, M. & Licht, T. R., 1987. *Piezoelectric Accelerometer and Vibration Preamplifier. Theory and Application Handbook*. Denmark: Brüel & Kjaer.

Sohn, H., 2006. Effects of environmental and operational variability on structural health monitoring. *Philosophical Transaction of the Royal Society A*, December, pp. 541-543.

Sohn, H. et al., 1999. An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon Bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Issue 28, pp. 879-897.

Sohn, H. & Farrar, C., 2000. *Statistical process control and projection techniques for damage detection*. Madrid, Spain, s.n., pp. 105-114.

Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F. & Czarnecki, J., 2002. *Summary of a Review of Structural Health Monitoring Literature 1996-2001*, New Mexico: s.n.

- Sohn, H. et al., 2004. *A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001*, New México: s.n.
- THOLZ Sistemas Eletrônicos (a), 2011. *Controlador Digital de Temperatura MDH370-N*. 1.0 ed. Campo Bom, RS: s.n.
- THOLZ Sistemas Eletrônicos (b), 2014. *Relé de Estado Sólido RSR190-N*. 1.3 ed. Campo Bom, RS: s.n.
- Varshni, Y. P., 1970. Temperature dependence of the elastic constants. *Physical Review B*, 2(10), p. 3952.
- Wasserstein, R. & Lazar, N. A., 2016. The ASA's statement on p-values: context, process and purpose. *The American Statistician*, march.
- Yan, A. M., Kerschen, G., De Boe, P. & Golinval, J. C., 2005. Structural damage diagnosis under varying environmental conditions - part I: A linear analysis. *Mechanical Systems and Signal Processing*, Issue 19, pp. 847-864.
- Yan, A. M., Kerschen, G., De Boe, P. & Golinval, J. C., 2005. Structural damage diagnosis under varying environmental conditions - part II: Local PCA for non-linear cases. *Mechanical Systems and Signal Processing*, Issue 19, pp. 865-880.
- Young, H. D., Freedman, R. A., Sandin, T. R. & Ford, L. A., 1999. *Sears and Zemansky's University Physics*. 10 ed. s.l.:Addison-Wesley.