

**IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS E AVALIAÇÃO DA
INTEGRIDADE DE ESTRUTURAS TRELIÇADAS**

Leandro Fleck Fadel Miguel

Porto Alegre

Maio 2007

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

LEANDRO FLECK FADEL MIGUEL

**IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS E AVALIAÇÃO DA
INTEGRIDADE DE ESTRUTURAS TRELIÇADAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia

Porto Alegre
04 de Maio de 2007

F144i Fadel Miguel, Leandro Fleck
Identificação de sistemas e avaliação da integridade de estruturas treliçadas / Leandro Fleck Fadel Miguel. – 2007.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2007.

Orientação: Prof. Dr. techn. Ruy Carlos Ramos de Menezes

1. Estruturas metálicas. 2. Estruturas – Danos. 3. Estruturas treliçadas.
I. Menezes, Ruy Carlos Ramos de, orient. II. Título.

CDU-624.014(043)

LEANDRO FLECK FADEL MIGUEL

**IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS E AVALIAÇÃO DA
INTEGRIDADE DE ESTRUTURAS TRELIÇADAS**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 04 de Maio de 2007

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr.techn., Universität Innsbruck, Áustria
orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Jorge Daniel Riera (UFRGS)
Ph.D. pela University of Princeton, EUA

Prof. Ney Roitman (UFRJ)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha família e aos meus amigos pela compreensão e incentivo durante o período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de especialmente agradecer ao meu orientador e amigo, Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes, não somente por sua dedicação durante minha formação, mas também porque sempre demonstrou confiar em meu potencial, abrindo-me oportunidades e deixando-me mais seguro para encarar os momentos de maior dificuldade. Sem este apoio, a realização desta tese não seria possível.

A todos os professores da Escola de Engenharia e do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Ao Prof. Jorge Daniel Riera, meus sinceros agradecimentos por todas suas valiosas contribuições e sugestões que, sem dúvida, em muito acrescentaram na qualidade deste trabalho. A todos os funcionários da Escola de Engenharia e de sua biblioteca, em especial Vera Longaray e Silvia Rossi, sempre muito cordiais e atenciosas. Esta última, através do sistema Comut, responsável por grande parte da bibliografia mais importante para o desenvolvimento desta tese.

Aos colegas do Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade, especialmente o Prof. João Kaminski Jr., com quem pude trocar idéias e conhecimentos, além de ser um companheiro de muitos trabalhos de pesquisa. Ao professor e empresário João Batista G. Ferreira da Silva, por acreditar que um engenheiro com formação de pesquisa pode acrescentar e fazer diferença para o desenvolvimento da indústria e da tecnologia.

À minha família e todos os meus amigos. Ao meu grande amigo e colega de toda a graduação Tiago Filomena. A meus pais, João e Celina, que sempre acreditaram na educação como um caminho correto para vida. Um agradecimento especial à minha irmã, Prof^a. Letícia Fleck Fadel Miguel, que sempre me incentivou a buscar a excelência na pesquisa, me deu importantes dicas e, com quem tive a oportunidade de realizar inúmeros trabalhos no decorrer da minha tese. Ao meu cunhado e amigo Rafael Boldori.

À minha namorada Viviane Souto Spadoni, que sempre me acompanhou e incentivou nesses anos de pós-graduação. Sua compreensão e ajuda foram fundamentais à conclusão deste trabalho.

À CAPES, pela bolsa de estudos concedida.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 GENERALIDADES	1
1.2 OBJETIVOS	6
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	7
2 ESTADO DA ARTE.....	9
2.1 IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS.....	9
2.1.1. Métodos no Domínio da Frequência	11
2.1.2. Métodos no Domínio do Tempo.....	13
2.2 DETECÇÃO DE DANO	19
2.2.1. Métodos Baseados em Alterações nos Parâmetros Modais Básicos	21
2.2.2. Métodos Baseados em Alterações nos Derivados dos Parâmetros Modais	23
2.2.3. Métodos Baseados na Atualização das Matrizes do Sistema	24
2.2.4. Métodos Baseados em Redes Neurais e Algoritmos Genéticos	31
2.2.5. Métodos Baseados nas Funções de Resposta em Frequência	33
2.2.6. Métodos Baseados na Matriz de Flexibilidade.....	34
2.3 RESUMO.....	35
3 ASPECTOS GERAIS PARA DETECÇÃO DE DANO EM PONTES TRELIÇADAS.....	37
3.1 PONTES TRELIÇADAS	37
3.2 PRINCIPAIS PATOLOGIAS EM PONTES DE AÇO	46
3.2.1. Corrosão	46
3.2.2. Fadiga	48
3.2.3. Sobrecargas Excessivas	48
3.2.4. Danos de Colisões	49

3.3 INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES AMBIENTAIS NAS PROPRIEDADES DINÂMICAS DE ESTRUTURAS.....	49
3.3.1. Motivação.....	49
3.3.2. Redes Neurais Artificiais.....	54
3.4 RESUMO.....	61
4 IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICA DE SISTEMAS.....	63
4.1 INTRODUÇÃO.....	63
4.2 SISTEMAS LINEARES.....	64
4.2.1. Função de Reposta ao Impulso.....	66
4.2.2. Função de Transferência.....	67
4.2.3. Função de Resposta em Frequência	68
4.2.4. Espaço de Estado.....	69
4.2.5. Resumo	82
4.3 IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICA DE SISTEMAS.....	82
4.3.1. Método de Identificação Estocástica de Subespaço (SSI).....	83
5 MONITORAMENTO CONTÍNUO DA INTEGRIDADE DE PONTES TRELIÇADAS UTILIZANDO VIBRAÇÕES AMBIENTAIS.....	93
5.1 INTRODUÇÃO.....	93
5.2 O MÉTODO DLV	97
5.3 CONSTRUÇÃO DAS MATRIZES DE FLEXIBILIDADE.....	100
5.4 MONITORAMENTO ON-LINE DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL	102
5.5 RESUMO.....	104
6 ANÁLISE NUMÉRICA.....	105
6.1 INTRODUÇÃO.....	105
6.2 MODELOS PARA AVALIAR A INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA.....	108
6.3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UM ENSAIO EXPERIMENTAL	114

6.3.1. Aspectos Gerais	114
6.3.2. Estrutura em estudo	116
6.4 CONCLUSÕES	136
7 CONCLUSÕES E ESTUDOS FUTUROS	138
7.1 CONCLUSÕES	138
7.2 ESTUDOS FUTUROS	142
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	144
CURRICULUM VITAE	156

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Avaliação da integridade estrutural	2
Figura 2.1: Relação excitação-resposta de um sistema estrutural	10
Figura 3.1: Vão oeste da <i>San Francisco–Oakland Bay Bridge</i>	39
Figura 3.2: Vão principal da Ponte Oresund	40
Figura 3.3: Ponte Akashi-Kaikyo	41
Figura 3.4: Pontes Iwakurojima e Hitsuishijima	42
Figura 3.5: Ponte Pênsil de São Vicente.....	43
Figura 3.6: Ponte Hercílio Luz	44
Figura 3.7: Ponte Rodoferroviária sobre o Rio Paraná.....	45
Figura 3.8: Ponte ferroviária de Estreito	45
Figura 3.9: Corrosão na Ponte Hercílio Luz.....	47
Figura 3.10: Neurônio biológico	55
Figura 3.11: Arquitetura de uma rede neural.....	57
Figura 4.1: Superposição de Impulsos.....	67
Figura 5.1: Sistema de monitoramento on-line	94
Figura 5.2: Protótipo de um sensor inteligente.....	95
Figura 6.1: Segmento de uma barra de treliça	106
Figura 6.2: Barra axial com dois nós	106
Figura 6.3: Relação entre frequências naturais e temperatura média	109
Figura 6.4: Arquitetura da rede neural artificial	110
Figura 6.5: Resultados da regressão linear e RNA	111
Figura 6.6: Comparação entre os modelos de regressão linear e RNA	113
Figura 6.7: Representação da estrutura em estudo	116

Figura 6.8: (a) Parte do sinal da excitação ambiental, (b) Excitação impulsiva.....	118
Figura 6.9: (a) Parte da resposta ambiental, (b) Resposta impulsiva	119
Figura 6.10: Modos teóricos e identificados	123
Figura 6.11: Caso 1 – Barra 8 danificada	124
Figura 6.12: Caso 2 – Barra 45 danificada	124
Figura 6.13: Caso 3 – Barras 17 e 54 danificadas	124
Figura 6.14: Caso 1 VA– Ruído 5%	127
Figura 6.15: Caso 2 VA– Ruído 5%	127
Figura 6.16: Caso 3 VA– Ruído 5%	128
Figura 6.17: Caso 1 VA– Ruído 15%.....	129
Figura 6.18: Caso 2 VA– Ruído 15%.....	129
Figura 6.19: Caso 3 VA– Ruído 15%.....	129
Figura 6.20: Caso 1 VL – Ruído 5%	131
Figura 6.21: Caso 2 VL– Ruído 5%	132
Figura 6.22: Caso 3 VL– Ruído 5%	132
Figura 6.23: Caso 1 VL– Ruído 15%	133
Figura 6.24: Caso 2 VL– Ruído 15%	133
Figura 6.25: Caso 3 VL– Ruído 15%	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Funções de Peso	89
Tabela 6.1: Valores de resíduo médio e RMS gerados pela regressão linear e RNA	112
Tabela 6.2: Propriedades físicas e geométricas da estrutura	117
Tabela 6.3: Comparação dos Resultados: Excitação ambiental	120
Tabela 6.4: Comparação dos Resultados: Excitação impulsiva	121
Tabela 6.5: Valores MAC.....	122
Tabela 6.6: Comparação da localização: vibrações ambientais	130
Tabela 6.7: Comparação da localização: vibrações livres.....	135

SÍMBOLOS

ESCALARES:

A	Área da seção transversal
E	Módulo de elasticidade
$E(W)$	Erro quadrático da rede
$h(t)$	Função de resposta ao impulso
$H(s)$	Função de transferência
$H(\omega)$	Função de resposta em frequência
$ H(\omega) $	Fator de ganho
$N_1(x), N_2(x)$	Funções de forma
n_2	Número de graus de liberdade
t	Tempo
u	Deslocamento axial na direção da barra
$u_1(t), u_2(t)$	Deslocamentos nodais do elemento de treliça
$u_{i,j}$	Saídas de cada j -ésimo neurônio na i -ésima camada
y_l	Saída atual para o l -ésimo exemplo
y_l^d	Saída desejada para o l -ésimo exemplo
$w_{i,j,k}$	Pesos do j -ésimo neurônio na i -ésima camada com k variáveis de entrada
WSI_i	Índice de tensão média ponderada
$\bar{\alpha}_i$	Constantes de normalização
$\Delta w(k)$	Derivada do erro médio quadrático com relação aos pesos sinápticos

	atuais
δ_{pq}	Delta de Kronecker
ε	Deformação
$\phi(\cdot)$	Função de ativação
$\phi(\omega)$	Ângulo de fase
η	Taxa de aprendizagem
$\lambda_{i,j}$	j -ésimo autovalor da estrutura modificada
$\lambda_{0,j}$	j -ésimo autovalor da estrutura original
λ_i	Autovalores contínuos
μ_i	Autovalores discretos
ρ	Massa específica do material
$\bar{\sigma}_j$	Tensão normalizada acumulada
ω_D	Frequência natural amortecida
ω_n	Frequência natural
ξ	Razão de amortecimento

VETORES:

\bar{q}_j, \bar{g}	Vetores coeficientes
$\bar{p}(t)$	Vetor de força
$\bar{u}(t)$	Vetor de excitação
$\bar{u}(k)$	Vetor de excitação para o tempo discreto
$\bar{v}(t)$	Vetor de deslocamento
$\bar{v}(k)$	Vetor que representa o ruído devido à imprecisão do sistema de

	aquisição
$\vec{v}(t)$	Vetor de velocidade
$\vec{\ddot{v}}(t)$	Vetor de aceleração
$\vec{w}(k)$	Vetor que representa o ruído devido às imprecisões do modelo dinâmico
$\vec{x}(t)$	Vetor de estado
$\hat{\vec{x}}(k)$	Vetor de estado Kalman estimado
$\vec{y}(t)$	Vetor de saídas
$\vec{y}(k)$	Vetor de medição nas saídas para o tempo discreto
\vec{y}_k^r	Vetor saídas de referência
\vec{y}_k^{r-l}	Vetor de outras Saídas
$\vec{z}(t)$	Vetor de similaridade
$\vec{\varepsilon}_j$	Vetor erro
$\vec{\psi}_{1,j}$	j -ésimo autovetor da estrutura modificada
$\vec{\psi}_{0,j}$	j -ésimo autovetor da estrutura original

MATRIZES:

A	Matriz de estado em tempo discreto
A_c	Matriz de estado
B	Matriz de entradas em tempo discreto
C	Matriz de saídas em tempo discreto
B_c	Matriz de entradas

B_m^T	Matriz modal de entradas
B_0	Matriz de distribuição dos atuadores
C_a	Matriz que descreve a influência dos vetores de aceleração
C_c	Matriz de influência na saída
C_d	Matriz que descreve a influência dos vetores de deslocamento
C_i	Matriz Toeplitz contendo as covariâncias entre as saídas futuras e passadas
C_m	Matriz modal de saídas
C_v	Matriz que descreve a influência dos vetores de velocidade
C_2	Matriz de amortecimento
D	Matriz de transmissão direta em tempo discreto
D_c	Matriz de transmissão direta
F_D	Matriz de flexibilidade para o estado danificado
F_U	Matriz de flexibilidade para o estado íntegro
F_Δ	Matriz diferença de flexibilidade
G	Matriz de covariâncias “estado-saída seguinte”
H	Matriz Hankel
K	Matriz de rigidez
$K(k)$	Matriz ganho do filtro Kalman
K_e	Matriz de rigidez do elemento
L	Matriz de Seleção das Referências
L	Matriz que agrupa um conjunto de vetores que produzem as mesmas deformações nos graus de liberdade de posicionamento dos sensores no estado íntegro e danificado
L_i	Matriz Toeplitz contendo as covariâncias entre as saídas passadas

M	Matriz de massa
M_0	Matriz de massa da estrutura original
M_1	Matriz de massa da estrutura modificada
M_e	Matriz de massa consistente do elemento
$N(\psi_0)$	Espaço coluna nulo de ψ_0
O	Matriz de observabilidade
$P(k+1)$	Matriz de covariância do estado
P_i^{ref}	Matriz que corresponde a projeção do bloco de linhas correspondentes às saídas futuras no espaço das saídas de referência passadas
Q	Matriz de controlabilidade
Q, R, S	Matrizes de covariância do ruído
R, Q	Fatores da fatorização QR
R_i	Matriz de covariâncias das respostas
T	Matriz de similaridade
U, S, V	Fatores da decomposição em valores singulares
V_0	Base para o espaço nulo
V_1	Base para o espaço linha
W	Matriz função de peso
\hat{X}_i	Seqüência de estado do filtro Kalman
Y_k	Parâmetros de Markov
Y_f	Matriz Hankel com todas as saídas futuras
Y_p^{ref}	Matriz Hankel com as saídas de referências passadas

α	Constantes de normalização modal.
Φ_m	Matriz modal normalizada pela massa
ΔM	Perturbação da massa
A	Matriz de autovalores
A_c	Matriz diagonal de autovalores
λ	Matriz diagonal que contém os autovalores
Θ	Matriz de autovetores complexos (não proporcionais) do sistema original
Σ	Matriz de covariâncias de estado
Ψ	Matriz de autovetores
ψ	Matriz modal arbitrariamente normalizada

OPERADORES:

E	Valor Esperado
$(\circ)^\dagger$	Moore-penrose pseudo inversa

ABREVIATURAS:

ARMA	Modelos Auto-Regressivos de Media Móvel
CE	Método Exponencial Complexo
CMIF	Método da Decomposição no Domínio da Frequência
COMAC	Critério da Concordância da Coordenada Modal
DLV	Método dos Vetores de Localização de Dano
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
ERA	Algoritmo de Realização de Sistemas

FFT	Transformada Rápida de Fourier
FRF	Função de Resposta em Frequência
ITD	Método de Ibrahim no Domínio do Tempo
IV	Método das Variáveis Instrumentais
LSCE	Método Exponencial Complexo por Mínimos Quadrados
MAC	Crítério da Concordância Modal
MCF	Fator de Confidência Modal
MIMO	Entrada Múltipla Saída Múltipla
MISO	Entrada Múltipla Saída Simples
MLP	Rede Perceptron Multicamadas
MRPT	Teoria da Perturbação de Posto Mínimo
NExT	Técnica de Excitação Natural
PP	Método de Detecção de Picos
PTD	Método da Polireferência no Domínio do Tempo
RANDOMDEC	Decremento Aleatório
RNA	Redes Neurais Artificiais
SIMO	Entrada Simples Saída Múltipla
SISO	Entrada Simples Saída Simples
SLIT	Sistema de Invariante no Tempo
SSI	Método de Identificação Estocástica de Subespaço
SVD	Decomposição em Valores Singulares
SVM	Máquinas de Vetores Suporte
ZOH	Suporte de Ordem Zero

RESUMO

FADEL MIGUEL, L.F. Identificação de Sistemas e Avaliação da Integridade de Estruturas Treliçadas. Tese (Doutorado em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Monitoramento da integridade estrutural (*Structural health monitoring* - SHM) está relacionado à implementação de alguma estratégia para a detecção de dano em estruturas de engenharia. Este estudo geralmente envolve a observação do sistema no tempo, utilizando amostras periódicas de medições da resposta dinâmica, a partir de um grupo de sensores, a fim de verificar alterações nos parâmetros modais, que podem indicar a presença do dano. Entretanto, especialmente para estruturas treliçadas, este processo torna-se difícil principalmente porque nem todos os deslocamentos ou rotações nodais modelados numericamente podem ser medidos experimentalmente. Desta forma, o presente estudo tem por objetivo tratar algumas das ainda correntes questões dos sistemas de monitoramento da integridade estrutural baseados em registros de vibração.

Primeiramente aborda-se um tema que, apesar de recentemente ter se mostrado importante, ainda apresenta muito poucos estudos: a influência da variação dos efeitos ambientais, especialmente a temperatura, sobre as características dinâmicas de estruturas. Com o intuito de verificar tal influência em pontes metálicas, os resultados apresentados por Ni *et al.* (2005) são utilizados para a realização de estudos de correlação, através de uma comparação entre equações de regressão linear e um modelo, proposto no presente trabalho, em Redes Neurais Artificiais (RNA).

A seguir são estudados procedimentos de identificação estocástica de sistemas, passo fundamental para o monitoramento da integridade estrutural. Realiza-se uma revisão bibliográfica nesta área abordando a evolução dos métodos que utilizam apenas dados de resposta para a identificação. Enfoque principal é dado nos métodos de identificação estocástica de subespaço (SSI), pois se mostram os mais práticos e robustos para a determinação dos parâmetros modais da estrutura.

Finalmente, o método dos vetores de localização de dano (*Damage locating vector method*- DLV), introduzido por Bernal (2002), é extensivamente discutido. Esta é uma

técnica eficaz quando operando com um número arbitrário de sensores, modos truncados e em cenários de dano múltiplo, mantendo as operações numéricas simples. Além disto, a influência do ruído na precisão do método dos vetores de localização de dano é avaliada. Com o intuito de verificar o comportamento do método DLV perante diferentes intensidades de dano e, principalmente, na presença de ruído de medição, um estudo paramétrico é conduzido.

Distintas excitações, como também diferentes cenários de dano, são numericamente testadas em uma treliça Warren contínua considerando um limitado conjunto de sensores, através de cinco níveis de ruído. Além disto, é proposto um caminho alternativo para determinar os vetores de localização de dano no procedimento do método DLV. A idéia é oferecer uma opção alternativa para a solução do problema utilizando um método algébrico amplamente difundido. A formulação original via decomposição em valores singulares é substituída pela solução mais trivial de um problema de valores próprios. Isto é possível graças à relação algébrica entre a decomposição em valores singulares de uma matriz e a solução do problema de autovalores desta matriz pré-multiplicada por sua transposta. Os resultados finais mostraram que o método DLV, considerando a solução alternativa, foi capaz de corretamente localizar as barras danificadas, utilizando dados somente de resposta da estrutura, mesmo considerando pequenas intensidades de dano e moderados níveis de ruído.

Palavras Chave: monitoramento da integridade estrutural, dano, identificação de sistemas.

ABSTRACT

FADEL MIGUEL, L.F. Identificação de Sistemas e Avaliação da Integridade de Estruturas Treliçadas. Tese (Doutorado em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Structural health monitoring (SHM) refers to the implementation of some strategy for damage detection in engineering structures. This study generally involves the observation of a system over time using periodically sampled dynamic response measurements from a set of sensors in order to verify changes in modal parameters, which may indicate damage or degradation. However, especially for truss structures this process sounds difficult mainly because not all nodal displacements or rotations in the numerical model can be experimentally measured. In this context, the present thesis aims to address some still current issues of the vibration-based structural health monitoring systems.

Firstly it is introduced a subject that, although has recently shown important, still presents very few studies: the environmental effects, mainly temperature, on the structural modal properties. Seeking to address this influence on steel bridges, the results presented by Ni *et al.* (2005) are used to conduct correlations studies, comparing linear equation regression with an artificial neural network model (ANN), proposed in the present thesis.

Procedures for stochastic systems identification are studied next, which is a fundamental phase for the SHM systems. A literature review in this field addressing the evolution of the methods that just use response data for identification is carried out. Main focus is given in the stochastic subspace identification methods (SSI), because they have been known as the most practical and robust methods to determine the structure's modal parameters.

Finally, the damage locating vector (DLV) method, introduced by Bernal (2002), is extensively discussed. This is a useful approach because is effective when operating with an arbitrary number of sensors, a truncated modal basis and multiple damage scenarios, while keeping the calculation at a low level. In addition, the noise influence on the accuracy of the damage locating vector method is evaluated. In order to verify the DLV behavior in front of different damages intensities and, mainly, in presence of measurement noise, a parametric study had been carried out. Different excitations as well as damage

scenarios are numerically tested in a continuous Warren truss structure with a set of limited measurement sensors through five noise levels. Besides this, it is proposed another way to determine the damage locating vectors in the DLV procedure. The idea is to offer an alternative option to solve the problem with a more widespread algebraic method. The original formulation via singular value decomposition (SVD) is replaced by a common solution of an eigenvector and eigenvalue problem. This is possible thanks to the algebraic relationship between the singular value decomposition of a matrix and the eigenproblem solution of this matrix pre-multiplied by its transpose. The final results show that the DLV method, adopting the alternative, was able to correct locate the damaged bars, using an output-only system identification procedure, even considering small intensities of damage and moderate noise levels.

Key words: structural health monitoring, damage, system identification.

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Estruturas de engenharia estão sujeitas a processos de deterioração e à ocorrência de dano durante sua vida útil. Além do envelhecimento e desgastes inerentes à idade, diversos eventos podem contribuir para tais acontecimentos, alguns associados a fatores naturais e outros a fatores provocados pelo homem.

O mau funcionamento de uma estrutura pode, juntamente com o grande transtorno na vida da população local, provocar uma considerável perda econômica. Nesse sentido, estudos e experimentos devem ser conduzidos a fim de fornecer recursos para uma correta avaliação a respeito de seu estado, permitindo assim, estabelecer critérios para uma condição de sua utilização com segurança.

Os ensaios para a avaliação de dano em estruturas estão divididos em dois grupos: ensaios destrutivos e ensaios não-destrutivos. Dentre esses, os ensaios não-destrutivos (END) destacam-se por permitir a obtenção de informações das estruturas sem alteração de sua integridade. O método não-destrutivo mais comum para a avaliação da integridade estrutural é, sem dúvida, a inspeção visual. Entretanto, esse método torna-se extremamente oneroso, pois além de demorado e nem sempre revelar anomalias associadas à grande parte da estrutura que não é acessível, também não fornece um valor quantitativo sobre a parcela danificada ou sobre a resistência remanescente da estrutura.

Desta maneira, outras técnicas não destrutivas para a avaliação da integridade de estruturas também têm sido empregadas nas últimas décadas. Estes métodos incluem raio-X, emissão acústica, ultra-som, entre outros. Porém, esses são procedimentos locais, ou seja, exigem

um conhecimento da área próxima ao dano a priori e facilidade de acesso à parte da estrutura a ser inspecionada.

A necessidade por métodos globais de detecção de dano tem levado ao desenvolvimento de estudos que examinam alterações nas características dinâmicas da estrutura. Nos últimos anos, especialmente a partir de meados da década passada, especial atenção a essa área tem sido dada pela comunidade científica. A idéia básica consiste na dependência dos parâmetros modais (frequências, amortecimentos e formas modais) nas propriedades físicas da estrutura (massa, amortecimento e rigidez). Logo, alterações nas propriedades físicas provocarão modificações nos parâmetros modais.

Um modelo matemático da estrutura íntegra (tipicamente em elementos finitos), correlacionado com dados de ensaios obtidos para a mesma condição, é utilizado juntamente com informações de vibrações medidas da estrutura danificada, permitindo a determinação da localização e extensão do dano, como mostra a Figura 1.1.

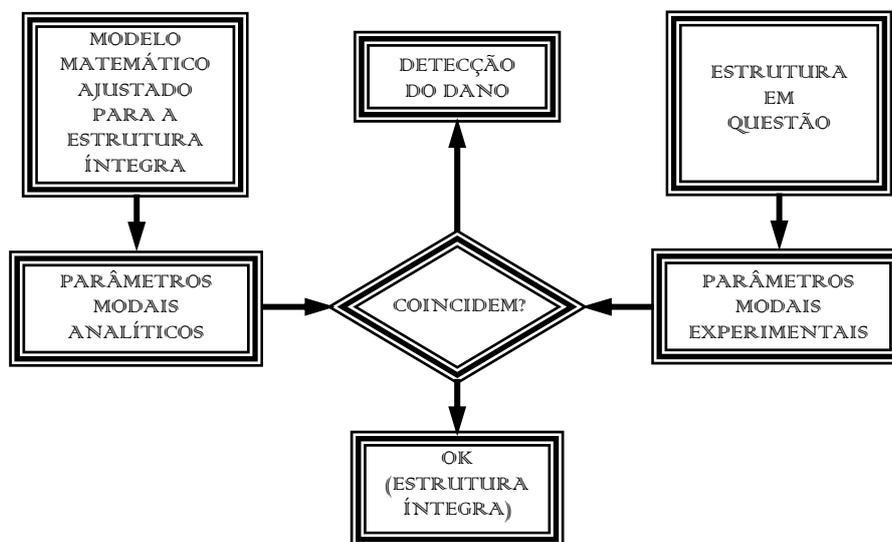


Figura 1.1: Avaliação da integridade estrutural

Conforme indica a Figura 1.1, neste tipo de estudo o passo anterior à detecção do dano é a determinação dos parâmetros modais da estrutura através da realização de ensaios dinâmicos. Assim, a área de identificação de sistemas desempenha um papel fundamental na qualidade final dos resultados, pois é através dela que os registros obtidos nestes ensaios são tratados e transformados em tais características. A identificação de sistemas tem como

objetivo estimar um modelo experimental da estrutura que contenha essencialmente as mesmas informações dos dados originais obtidos nos ensaios dinâmicos para, então, a partir deste modelo, extrair suas propriedades modais.

De forma geral, a identificação é conduzida somente a partir de dados de resposta da estrutura a uma determinada excitação, que pode ser produzida por testes de vibrações livres realizados através da aplicação de cargas de impacto, por testes de vibração forçada conduzidos utilizando-se excitadores mecânicos ou ainda por excitações ambientes produzidas pelo vento, ondas, tráfego de veículos e pessoas. Este caso é bastante interessante para estruturas de grande porte, como pontes e viadutos, pois permite a realização de monitoramento contínuo sem a interrupção do tráfego, além de ser, muitas vezes, uma alternativa mais econômica e tecnicamente mais viável.

A utilização de medições de vibrações para a avaliação da integridade estrutural tem se mostrado muito promissora. Idealmente, um robusto método seria capaz de identificar em um estado inicial a ocorrência do dano, localizá-lo e quantificá-lo, permitindo uma previsão do restante da vida útil da estrutura. Se esse procedimento for empregado, a integridade estrutural pode ser facilmente monitorada e a quantidade de tempo requerida para a inspeção visual pode ser reduzida significativamente. Entretanto, essa abordagem é limitada para identificar um nível de dano que produza modificações mensuráveis nas características dinâmicas da estrutura, logo leves fissuras, falhas em soldas e danos muito pequenos podem não ser detectados. Deve-se salientar, contudo, que esse método não tem intenção de substituir os tradicionais ensaios não-destrutivos anteriormente citados, mas ele pode ser extremamente útil para identificar regiões suspeitas, que então podem ser avaliadas por um daqueles métodos.

Embora tais sistemas possam ser aplicados para um diverso campo de estruturas, no âmbito da engenharia civil sua utilização em pontes tem sido destacada. Alguns estudos realizados nos Estados Unidos, Europa e Brasil têm mostrado que grande parte das pontes construídas nesses locais está atingindo sua idade crítica, necessitando imediatamente ou em curto prazo de procedimentos de reparo.

Segundo o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias do DNIT (2004), na rede rodoviária brasileira existem pontes de diferentes idades, projetadas e dimensionadas segundo

diferentes critérios e solicitadas a suportar o tráfego de cargas móveis sempre crescentes. Além disso, há um regular número de obras construídas com processos ou sistemas estruturais hoje condenados e um grande número de obras projetadas, detalhadas e construídas, na década de 60, sem a devida consideração da fadiga. Ainda segundo o manual, este conjunto heterogêneo de obras, envelhecidas e degradadas, deve ser cuidadosa e regularmente inspecionado, para que sejam avaliadas capacidade de carga, segurança e conforto que oferecem aos usuários e as necessidades de manutenção e melhoramentos.

As pontes metálicas, em especial, são susceptíveis ao fenômeno de fraturas por fadiga, principalmente devido a cargas variáveis impostas pelo trânsito dos veículos. A avaliação da sobrevida útil à fadiga de uma estrutura existente ou a estimativa da vida útil na fase de projeto de uma nova estrutura, são tarefas de difícil realização, devido às muitas variáveis envolvidas e às diversas e conflitantes abordagens até hoje vigentes (Pravia, 2003). Nesse aspecto, a detecção de dano por meio de registros de vibração apresenta-se como uma ferramenta útil para avaliar a condição destas estruturas visando um estabelecimento de programas de manutenção.

Em contrapartida, algumas pontes de grandes vãos estaiadas e suspensas finalizadas recentemente já estão sendo equipadas com sistemas de monitoramento permanentes em sua estrutura. Estes sensores incluem acelerômetros, anemômetros, transdutores de deslocamentos, extensômetros de resistência elétrica, sensores de temperatura, entre outros. Dentre alguns já existentes, pode-se destacar o sofisticado Sistema de Monitoramento do Vento e da Integridade Estrutural (*Wind and Structural Health Monitoring System - WASHMS*), implementado para monitorar as pontes Tsing Ma, Ting Kau e Kap Shui Mun que ligam o centro de Hong Kong ao seu aeroporto. O monitoramento é controlado aproximadamente por 900 sensores durante vinte e quatro horas por dia e sete dias por semana.

Cabe destacar que estes sistemas de monitoramento podem ser utilizados com outros objetivos além de detectar dano, incluindo: verificar parâmetros de projeto de uma estrutura recém construída, servir como um sistema de alarme para a determinação da interrupção do tráfego em condições de ventos excessivos, avaliar a condição de serviço e o estado limite último.

Os esforços que vêm sendo realizados em busca da consolidação desta área resultaram em uma grande variedade de métodos para detecção de dano em pontes utilizando-se as características dinâmicas. Entretanto uma importante classe entre elas, as pontes metálicas treliçadas, têm recebido significativamente menor atenção. De certa forma isto pode ser explicado por dois motivos: existe um número inferior destas estruturas do que de pontes de concreto e o seu problema de detecção de dano apresenta uma abordagem complexa, principalmente por seu caráter mais hiperestático.

Além disto, devido aos custos de instrumentação, limitada capacidade de manipulação e inacessibilidade aos dados, estruturas como as pontes treliçadas possuem em geral um número de graus de liberdade modelados numericamente muito superior ao número de graus de liberdade monitorados nos testes dinâmicos. Nestes casos o trabalho de detecção de dano é mais difícil, sendo o número de sensores de medição um dos fatores críticos no estudo de avaliação da integridade estrutural.

O número e a localização dos sensores de medição é uma importante questão que não tem sido abordada com significativa atenção na literatura previamente publicada. Muitas técnicas, que aparentemente funcionam bem em condições completas de instrumentação, não têm um desempenho adequado quando submetidas a restrições de medições impostas em um teste real. Técnicas consideradas para a implementação em campo deveriam demonstrar que elas poderiam trabalhar bem mesmo sob condições de limitação do número e localização de sensores (Sohn *et al.*, 2003).

Outro fator que pode inviabilizar a avaliação estrutural por meio das propriedades modais, devendo ser levado em conta no estudo de métodos de detecção de dano, é a presença do ruído de medição. Quando é realizado um ensaio experimental, inevitavelmente o ruído faz-se presente sendo provocado por diferentes causas, como a precisão do sistema de aquisição ou a influência de fontes externas eletromagnéticas que afetam a transmissão dos sinais. Desta forma, torna-se necessário à utilização de técnicas adequadas para a minimização de seu efeito, pois as alterações provocadas pelo ruído nas características dinâmicas podem ser maiores do que aquelas provocadas pela presença do dano, impedindo a sua correta determinação.

1.2 OBJETIVOS

Com base na introdução apresentada, o principal objetivo deste trabalho consiste em estudar alguns dos principais temas relacionados a procedimentos de avaliação da integridade de estruturas treliçadas, especialmente as pontes.

O primeiro deles é um tema que, apesar de recentemente ter se mostrado importante, ainda apresenta-se muito pouco explorado: a influência da variação dos efeitos ambientais, especialmente a temperatura, sobre as características dinâmicas de estruturas. Com o intuito de verificar tal influência em pontes metálicas, os resultados apresentados por Ni *et al.* (2005) são utilizados para a realização de estudos de correlação, através de uma comparação entre equações de regressão linear e um modelo, proposto no presente trabalho, em Redes Neurais Artificiais (RNA).

A segunda parte realiza um estudo aprofundado sobre identificação estocástica de sistemas, que consiste no passo inicial e fundamental para uma correta determinação das características dinâmicas em sistemas de monitoramento da integridade estrutural. Para isso enfatiza-se o Método de Identificação Estocástica de Subespaço (SSI) que se apresenta como uma robusta técnica de identificação no domínio de tempo, inicialmente desenvolvida para aplicações em engenharia elétrica. Dois algoritmos e três variantes deste método são extensivamente testados através da simulação numérica de ensaios experimentais dinâmicos, considerando-se dois tipos de excitação distintos: excitação impulsiva e excitação ambiental. Através de uma adição de ruído no sinal de resposta, a eficiência dos diferentes algoritmos e variantes na determinação das propriedades espectrais é avaliada quando se tem por objetivo uma análise subsequente como a detecção de dano.

O terceiro e último tema concentra-se no estudo de métodos de detecção de dano em estruturas treliçadas, especialmente as pontes, que sejam capazes de lidar com condições limitadas de instrumentação e presença de ruído no sinal de resposta. Com este objetivo o Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV), apresentado por Bernal (2002) é apresentado e extensivamente discutido. Esta é uma técnica baseada na matriz de flexibilidade, apresentando a vantagem de possibilitar a sua construção a partir de modos

truncados e nos pontos de localização dos sensores. Uma opção alternativa para o cálculo dos vetores de localização de dano é proposta, possibilitando a utilização de rotinas computacionais confiáveis, facilmente encontradas. Além disto, a influência do nível de ruído, da intensidade e da localização do dano é investigada através do mesmo exemplo numérico anterior, a fim de verificar a capacidade do método em detectar pequenos danos em moderadas condições de ruído.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O trabalho está dividido em sete capítulos. Este capítulo, que é o primeiro, tem por objetivo introduzir o tema, assim como destacar os principais assuntos que serão abordados no decorrer do texto.

No segundo capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre identificação de sistemas e métodos para detecção de danos baseados em registros de vibração. Na primeira parte apresentam-se desde os métodos mais tradicionais de identificação de sistemas até aqueles que utilizam somente dados de resposta, os métodos estocásticos, para a determinação das características dinâmicas da estrutura. Após apresentam-se algumas das diferentes técnicas de detecção de dano formuladas no decorrer dos últimos anos que enfatizam estruturas treliçadas.

Alguns aspectos gerais, como uma visão histórica geral sobre o desenvolvimento das pontes treliçadas são apresentados no terceiro capítulo. Além disto, as principais patologias que as pontes metálicas podem estar submetidas durante a sua vida útil são abordadas. Finalmente, na terceira parte do capítulo, discute-se um tema que vem despertando recente interesse nos estudos de avaliação estrutural: a influência dos fatores ambientais, principalmente a temperatura, na determinação dos parâmetros modais e a importância destes efeitos na condução de estudos de detecção de dano.

O quarto capítulo introduz os principais conceitos teóricos sobre sistemas lineares e identificação estocástica de sistemas. As principais representações de sistemas lineares sob o enfoque da mecânica vibratória são apresentadas, servindo de base para a descrição de

dois algoritmos e três variantes do Método de Identificação Estocástica de Subespaço (SSI). Desenvolvido no espaço de estado, este método apresenta como principal característica a determinação das características modais diretamente a partir dos dados de resposta da estrutura, sem a necessidade do prévio cálculo das covariâncias das saídas.

Os principais aspectos ligados a sistemas de monitoramento contínuo da integridade estrutural são apresentados no quinto capítulo. Para isso, inicialmente introduz-se o Método dos Vetores de Localização de Dano (*Damage Locating Vectors Method - DLV*), desenvolvido por Bernal (2002), mostrando-se suas características fundamentais. A seguir o método da perturbação da massa, empregado para a determinação das constantes de normalização modal necessárias para a construção das matrizes de flexibilidade utilizadas no método DLV, é discutido. Finalmente a extensão do método DLV para situações de monitoramento contínuo, sem interrupção das condições operacionais, é abordada.

No sexto capítulo estão concentrados os resultados obtidos com o presente estudo. Primeiramente, realiza-se uma breve explanação do modelo numérico utilizado no transcorrer da análise. Com o objetivo de avaliar a influência dos efeitos da variação de temperatura nas frequências naturais, os dados apresentados por Ni *et al.* (2005) são utilizados para a condução de estudos de correlação através de equações de regressão linear e um modelo de RNA proposto. A segunda parte do capítulo inicia com a simulação numérica de ensaios dinâmicos em uma estrutura treliçada tipo Warren contínua com batentes verticais visando avaliar a utilização de dois algoritmos e três variantes do Método de Identificação Estocástica de Subespaço (SSI) na determinação de seus parâmetros modais. Para isso, somente o conhecimento de dados de resposta para duas situações distintas de excitação é necessário, além da consideração da adição de ruído de medição. Por fim, é conduzido um estudo comparativo de detecção de dano a partir da observação de alterações nas propriedades dinâmicas da mesma estrutura, com o intuito de verificar o comportamento do Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) perante diferentes casos, intensidades de dano e, principalmente, em presença da adição de distintos níveis de ruído adicionado no sinal de resposta.

Finalmente o sétimo capítulo é dedicado às conclusões obtidas no decorrer da pesquisa, assim como para sugestões de pesquisa para trabalhos futuros.

2 ESTADO DA ARTE

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre os temas identificação de sistemas e detecção de dano. Inicialmente, um panorama geral é traçado buscando expor a situação desde os métodos mais tradicionais de identificação de sistemas até aqueles que utilizam somente dados de resposta para a determinação das características dinâmicas da estrutura. A seguir são apresentadas e discutidas algumas das diferentes técnicas de avaliação da integridade estrutural, dando-se enfoque em estruturas treliçadas.

2.1 IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS

O primeiro obstáculo em um estudo de avaliação da integridade estrutural é a obtenção das características dinâmicas da estrutura a ser analisada. Desta forma, torna-se importante que a obtenção destes parâmetros seja dada com precisão, a fim de minimizar eventuais erros relacionados aos procedimentos experimentais, procurando uma maior qualidade na determinação do resultado final.

Este procedimento de obtenção das características dinâmicas é um processo de identificação de sistemas, em que a partir da resposta estrutural, determinada através da condução de ensaios dinâmicos, os parâmetros são identificados. Devido a esta relação direta entre detecção de dano e identificação de sistemas, torna-se importante o estudo do processo de forma global, sendo a estimação das características dinâmicas uma etapa da avaliação estrutural.

De forma geral, identificação de sistemas pode ser definida como o processo no qual se determina um modelo matemático de um sistema dinâmico a partir de dados experimentais. Em outras palavras, a identificação de sistemas tem como objetivo a

solução do problema inverso, isto é, a determinação de um sistema que descreva a relação entre uma entrada e saída ou somente uma saída conhecida (figura 2.1).



Figura 2.1: Relação excitação-resposta de um sistema estrutural

No contexto de engenharia civil, estruturas como edifícios, torres e pontes são o sistema e a determinação dos parâmetros modais (tipicamente frequências, amortecimentos e formas modais) é a identificação. A identificação de sistemas começa pela adoção de certo modelo que se acredita representar o sistema. Após, valores são atribuídos para os parâmetros do modelo a fim de igualar as medições.

Alguns métodos para a identificação das propriedades dinâmicas da estrutura têm sido apresentados na literatura. Porém, especialmente em casos de grandes estruturas, que necessitam vibradores de grande massa, a determinação da excitação pode ser difícil ou até mesmo inviável. Nestes casos a excitação pode ser dada por fatores naturais como vento, ondas, ou tráfego, por exemplo, sendo chamada de excitação ambiental e as vibrações causadas por essas excitações chamadas de vibrações ambientais. Do ponto de vista experimental esse é o método mais prático para excitar e medir os parâmetros dinâmicos da estrutura.

A excitação ambiental é estocástica por natureza. Então, ela não pode ser descrita por uma função determinística dependente do tempo, mas deve ser caracterizada por certos parâmetros estatísticos como média, desvio padrão e função de covariância. Como o sistema estrutural deve ser visto como uma transformação linear da excitação aplicada, isso implica que a resposta será, da mesma forma, aleatória e também deverá ser representada por parâmetros estatísticos. Jensen (1990), Peeters e de Roeck (2001), Brownjohn (2003), Amani (2004) e Amani *et al.* (2004), mostram que a excitação ambiental fornece um caminho rápido, confiável e barato para realizar ensaios dinâmicos em estruturas civis.

Esta situação na qual a estrutura é excitada por um carregamento não mensurado e somente medições de resposta são disponíveis tem sido referida como identificação estocástica de

sistemas. Para fins de análise se admite nesses casos que a excitação seja a realização de um processo estocástico estacionário do tipo ruído branco.

Existem algumas diferenças práticas fundamentais entre as características dos ensaios dinâmicos utilizando excitações ambientais e os ensaios utilizando excitações periódicas ou impulsivas. A excitação ambiental, por apresentar um grande conteúdo de frequências, teoricamente excitaria todos os modos relevantes da estrutura, além de não perturbar ou interromper o funcionamento da mesma, entretanto, por não requisitar a utilização de excitadores mecânicos, dificilmente pode ser controlada ou medida diretamente (Amani 2004, Amani *et al.* 2004).

Nas últimas três décadas, muitos pesquisadores têm dedicado seus esforços para o desenvolvimento de técnicas que consigam produzir valores confiáveis das propriedades dinâmicas das estruturas a partir de somente dados de resposta. Seus trabalhos foram facilitados com a introdução da Transformada Rápida de Fourier (FFT) e pelo desenvolvimento recente da instrumentação em geral, permitindo a aquisição e o tratamento de uma larga quantidade de dados. Esses métodos são classificados de acordo com o domínio em que se desenvolvem, ou seja, métodos no domínio do tempo ou métodos no domínio da frequência.

2.1.1. Métodos no Domínio da Frequência

Os métodos de identificação de sistemas no domínio da frequência estão baseados na conversão dos sinais medidos no domínio do tempo para o domínio da frequência, com o auxílio da transformada de Fourier. A análise e interpretação são dadas através da função de resposta em frequência do sistema e da densidade espectral de potência da resposta medida.

Para a determinação dos parâmetros modais, algumas características inerentes a este de procedimento de processamento de sinais podem tornar-se inconvenientes. Como os sinais analisados estão discretizados, deve-se tomar cuidado especial na determinação do intervalo de amostragem. Um erro comum introduzido na análise de sinal causado por

algum intervalo impróprio de amostragem é de chamado mascaramento (*aliasing*). Basicamente, se a taxa de aquisição for muito baixa para se obter detalhes do sinal analógico na representação digital, então altas frequências aparecerão como baixas. Para evitar esse fenômeno, a taxa de aquisição deve ser pelo menos duas vezes o valor da mais alta frequência contida no sinal amostrado. Uma forma prática de evitá-lo em sinais contendo um amplo número de frequências é através da utilização de filtros passa-baixa em conjunto com o teorema de *Nyquist*. Este tipo de filtro permite que passem apenas frequências menores que um valor pré-determinado.

Da mesma forma, para possibilitar a análise, o sinal digital é amostrado em um intervalo finito de tempo N , podendo provocar outro problema referido como vazamento (*leakage*). Para fazer o sinal finito ele pode ser cortado em algum múltiplo de seu período, entretanto, para sinais contendo uma faixa larga de frequências, não há alguma forma conveniente de fazer isso, pois o sinal não apresenta uma periodicidade definida, conduzindo a um aparecimento de amplitudes errôneas de frequências na densidade espectral de potência. Esse efeito provoca um aumento aparente do amortecimento no modo correspondente, na análise no domínio da frequência, além de impossibilitar a separação de modos com frequências muito próximas, especialmente se uma das frequências de ressonância possui amplitude pequena em respeito à outra. Entretanto, o vazamento pode ser atenuado através da multiplicação do sinal original por uma função chamada de função janela (*window function*), forçando que tal sinal se torne zero fora do intervalo de amostragem. Existem alguns padrões de funções janela como, por exemplo, a janela de *Hanning* (*Hanning window*). Um sinal multiplicado pela função janela levará a um traço de espectro com um fenômeno de vazamento bem mais suavizado. Para maiores informação ver Maia e Silva (1997).

Encontra-se disponível na literatura uma série de métodos no domínio da frequência com o objetivo da determinação dos parâmetros modais quando submetidos a excitações desconhecidas. Nessa revisão são apresentados dois métodos, escolhidos devidos a sua relevância histórica como também pela sua simplicidade em termos de utilização prática e implementação.

O método mais simples, conhecido e utilizado no domínio da frequência é o chamado Método de Detecção de Picos (*Peak Picking Method* - PP). As frequências naturais são

simplesmente tomadas como os picos da densidade espectral de potência da resposta. Os fatores de amortecimento são calculados com a espessura destes picos e as formas modais são obtidas como a razão das amplitudes de pico em vários pontos da estrutura. Normalmente, alguma variante deste método é utilizada para estimar os parâmetros modais de uma estrutura submetida a uma excitação desconhecida. Entretanto esse método tem algumas limitações, apresentando bons resultados somente se os modos estão bem separados e o amortecimento não é muito alto.

Um algoritmo que pode ser considerado como uma extensão do Método de Detecção de Picos (PP) sendo baseado na decomposição em valores singulares da matriz espectral é o chamado Método da Decomposição no Domínio da Frequência (*Complex Mode Indication Function* - CMIF). Este método inicialmente foi desenvolvido como uma ferramenta para medir o número de modos presentes em dados de medição. Após aplicar a decomposição em valores singulares (SVD) na matriz espectral da resposta da estrutura, ela é decomposta em sistemas de um grau de liberdade, que então podem ser analisados para retirar as informações modais desejadas. Comparado ao anterior esta técnica apresenta vantagens, pois permite identificar sistemas em que existem modos com frequências muito próximas e alto amortecimento.

Existem outros métodos de identificação de sistemas documentados na literatura especializada, que podem ser encontrados com maiores detalhes nos trabalhos de Ewins (1985), Juang (1994), Maia e Silva (1997), Amani (2004) e Amani *et al.* (2004b).

2.1.2. Métodos no Domínio do Tempo

Os problemas encontrados nos métodos do domínio da frequência como os efeitos nocivos provocados pelo fenômeno de vazamento e as restrições impostas para casos com frequências naturais muito próximas desencadearam uma procura por análises alternativas para extração de informações modais de estruturas. Assim começaram a ser desenvolvidos métodos no domínio do tempo, pois estes se mostram mais apropriados para identificar frequências naturais iguais ou muito próximas, oferecendo também um caminho mais simples para determinar o número de graus de liberdade da estrutura a ser analisada,

geralmente identificando um número maior de frequências naturais que os métodos no domínio da frequência. Ao contrário dos anteriores, que determinam os parâmetros modais através do auxílio da transformada de Fourier, nos métodos no domínio do tempo constroem-se uma matriz com valores de resposta computando numericamente as características dinâmicas através da solução de um problema de autovalores.

Principalmente por razões históricas e pela similaridade existente entre as expressões matemáticas para a resposta ao impulso e covariâncias das saídas (para um sistema submetido a uma excitação estacionária), essencialmente os mesmos métodos de identificação de sistemas no domínio do tempo tem recebidos nomes diferentes na literatura. Esta semelhança é utilizada para substituir nos métodos clássicos de determinação dos parâmetros modais a resposta ao impulso pelas covariâncias entre as saídas, permitindo assim a extração das características dinâmicas somente a partir de valores de resposta da estrutura.

O primeiro método de identificação de sistemas no domínio do tempo que despertou a atenção e ganhou importância na comunidade acadêmica foi apresentado por Ibrahim e Mikulcik (1973) e acabou sendo chamado de Método de Ibrahim no Domínio do Tempo (*Ibrahim Time-Domain - ITD*). O método é desenvolvido no espaço de estado, extraíndo os parâmetros modais a partir da resposta complexa amortecida. Sinais de resposta em vibração livre de acelerações, velocidades e deslocamentos são medidos em vários pontos da estrutura e agrupados em uma matriz de recorrência, em que os autovetores desta matriz definem as formas modais e os autovalores são funções complexas dos pólos do sistema, que podem ser facilmente computados em frequências e amortecimentos. Em 1977 o autor propôs uma alteração do método visando não ser mais necessária à utilização dos sinais de acelerações, velocidades e deslocamentos, mas apenas um deles. Pela característica de sua formulação, podem aparecer modos espúrios no processo de identificação, podendo ser distinguidos por meio de indicadores de precisão que comparam valores de forma modal de um intervalo com o valor calculado para o intervalo seguinte. A necessidade de pouca iteração, cálculo efetivo de modos com frequências próximas e a verificação da qualidade dos resultados são as vantagens do método, entretanto com a existência de ruído nos sinais apresenta a tendência a fornecer valores mais altos de amortecimento.

Além do ITD outros métodos que ganharam considerável atenção também foram formulados baseados na resposta complexa amortecida e ficaram conhecidos como Métodos da Resposta Complexa Amortecida (*Damped Complex Exponential Response Methods*). Apesar de serem relativamente recentes, a base desses trabalhos foi estabelecida no século dezoito por Prony. Segundo Maia e Silva (1997), o primeiro deles é o chamado Método Exponencial Complexo (*Complex Exponential Method* - CE), sendo aplicado pela primeira vez com o propósito de identificar os parâmetros modais em 1970 por Spitznogle e Quazi. Ainda segundo os autores, a extensão para uma versão SIMO (entrada simples saída múltipla – *single input multiple output*) deste método foi apresentada em 1979 por Brown *et al.*, tendo recebido o nome de Método Exponencial Complexo por Mínimos Quadrados (*Least-Squares Complex Exponential Method* - LSCE). Esses métodos foram formulados para utilizar dados correspondentes a ensaios de vibração livre, mas também podem ser aplicados a funções de resposta ao impulso, que apresentam como vantagem a determinação de modos normalizados propriamente. Entretanto, a obtenção das funções de resposta ao impulso envolve a computação da função de resposta em frequência via FFT, introduzindo erros de amostragem, como vazamento (*leakage*), por exemplo, que podem prejudicar a estimação das características modais.

A real importância desses dois métodos anteriores está relacionada ao fato de que serviram como base para o desenvolvimento, em 1982 por Vold e Rocklin, do primeiro método MIMO (entrada múltipla saída múltipla – *multiple input multiple output*) no domínio do tempo, chamado Método da Polireferência no Domínio do Tempo (*Polyreference Time Domain* - PTD). Como inclui informações simultâneas não só de vários pontos de resposta, mas também de vários pontos de excitação, proporciona um caminho mais geral e automático para analisar dinamicamente a estrutura, superando alguns problemas associados aos métodos anteriores, como a possibilidade de não excitação de um modo de vibração pela aplicação do carregamento em um ponto localizado muito próximo a um nó modal do correspondente modo. Além disto, este método pode determinar raízes múltiplas ou modos muito próximos da estrutura em estudo com um tempo de análise inferior aos anteriores e resultados mais precisos. As maiores desvantagens parecem ser a sensibilidade para não linearidades, o que tem mostrado algumas dificuldades do método em analisar satisfatoriamente estruturas com mais de 5% de amortecimento. Ainda existem os problemas associados à aparição de modos espúrios permanecendo necessária a aplicação

de índices como o Fator de Confidência Modal (*Modal Confidence Factor* - MCF) e o Critério da Concordância Modal (*Modal Assurance Criterion* - MAC).

Proposto por Juang e Pappa (1985) o Algoritmo de Realização de Sistemas (*Eigensystem Realization Algorithm* - ERA) é uma técnica extremamente robusta que pode ser definida como uma versão estendida dos algoritmos de realização de sistemas propostos por Ho e Kalman (1965). Esse método foi desenvolvido no centro de pesquisas Langley da NASA sob um esforço interdisciplinar envolvendo as áreas de dinâmica estrutural e controle. Ele é similar aos métodos anteriores baseados na resposta exponencial complexa amortecida, pois todos apresentam a solução de um problema de autovalores. Assim como o PTD, esta é também uma técnica MIMO que utiliza todos os dados de entrada e saída simultaneamente proporcionando as mesmas vantagens da metodologia anterior, como a capacidade de identificar raízes repetidas e a extensiva utilização de indicadores de precisão para diferenciar os efeitos do ruído e não linearidades. A idéia principal é determinar um modelo no espaço de estado baseado em princípios da realização mínima, utilizando uma seqüência de matrizes conhecidas como parâmetros de Markov (funções de resposta ao impulso). A formulação começa com a montagem de uma matriz de dados em blocos Hankel formada a partir destes parâmetros de Markov, em que o modelo no espaço de estado do sistema é encontrado utilizando-se decomposição em valores singulares e os conceitos de observabilidade e controlabilidade. Baseado na avaliação do posto da matriz Hankel através deste processo de fatorização, um modelo no espaço de estado pode ser formulado em ordem reduzida. Os autovetores e autovalores destas matrizes de ordem reduzida são encontrados e estão diretamente relacionados aos parâmetros modais. Indicadores de precisão, como o posto da matriz Hankel e o índice MAC são usados para identificar o grupo final de parâmetros modais.

Cabe salientar que todos esses métodos foram desenvolvidos para ensaios em vibrações livres, logicamente não sendo aplicáveis para extração dos parâmetros modais em condições de vibrações ambientais. Entretanto, em 1977, Ibrahim teve a idéia de associar a técnica do Decremento Aleatório (*Random Decrement* - RANDOMDEC), anteriormente apresentada no centro de pesquisas da NASA por Cole em 1968, ao já conhecido ITD permitindo a identificação das características modais de uma estrutura para esta condição de ensaio. Embora essa técnica já tivesse sido aplicada a estruturas de grande porte, poucos

artigos faziam referência ao RANDOMDEC até 1977, provavelmente porque o método utilizava apenas um canal de leitura de dados, o que não permitia ter informações sobre as formas modais (embora fosse possível determinar fatores de amortecimento e frequências naturais). Nesse ano, Ibrahim introduziu os conceitos de função de auto-correlação e correlação cruzada na formulação do RANDOMDEC, considerando vários canais de medição. Em linhas gerais, essa técnica calcula uma resposta chamada de assinatura, proporcional à resposta em vibrações livres da estrutura, através de uma média de um grande número de trechos da resposta a uma excitação aleatória ou em condições ambientais.

Embora a técnica RANDOMDEC sirva como um método alternativo para a estimação das funções de auto-correlação e correlação cruzada, ela é baseada em uma teoria intuitiva não apresentando uma base matemática rigorosa para casos gerais. Neste sentido, James *et al.* (1993) apresentaram a Técnica de Excitação Natural (*Natural Excitation Technique - NExT*), método que também permite a geração de dados tratados como respostas livres a partir de condições de vibrações ambientais, sendo mostrado que se o sistema é excitado por um ruído branco estacionário, funções de correlação entre os sinais de resposta podem ser expressas como uma soma de decaimentos senoidais. Cada decaimento senoidal apresenta uma frequência natural e fator de amortecimento que é idêntico ao correspondente modo estrutural. Conseqüentemente, todas as técnicas de estimação de parâmetros modais clássicas anteriores que utilizam funções de resposta ao impulso como entrada também podem ser empregadas, posteriormente a aplicação do NExT ao sinal de resposta, para a análise de vibrações em condições ambientais.

Os chamados modelos auto-regressivos de media móvel (ARMA), utilizados por Andersen (1997), podem ser empregados diretamente para a extração das características modais em condições ambientais sem o auxílio dos métodos RANDOMDEC ou NExT. Com essa técnica supõe-se que a resposta é causada por uma excitação do tipo ruído branco, computando o melhor modelo estatístico do sistema em termos dos seus pólos e zeros. Esses modelos foram primeiramente utilizados para estimar as características de edifícios sendo excitados pela ação de vento. Os dados usados no processo computacional são as funções de auto-correlação da resposta medida em vários pontos da estrutura. A solução dos coeficientes ARMA geralmente procede em dois estágios de uma aproximação por

mínimos quadrados, que depois de obtida fornece os parâmetros modais. Cabe salientar que se a função de resposta for substituída pela função de resposta ao impulso e a função de força por uma força impulsiva (unitária em zero e nula após), essa técnica é essencialmente a mesma dos métodos baseados na resposta exponencial complexa amortecida (PTD, ITD, ERA).

Embora derivado de uma forma diferente, as equações do Método das Variáveis Instrumentais (*Instrumental Variable Method - IV*) correspondem ao Método da Polireferência no Domínio do Tempo (PTD), após a substituição da resposta ao impulso pelas covariâncias entre as respostas. Apesar do algoritmo IV ser formulado a partir das covariâncias, não utiliza as propriedades de fatorização, empregando um modelo ARMA para representar o sistema. Entretanto identifica somente os parâmetros AR, evitando as não-linearidades provocadas pelos parâmetros MA. Um ponto importante deste método é sua robustez em situações de excitações não-estacionárias (ruído branco com covariância variando no tempo). Detalhes e provas sobre este caso são encontrados em Benveniste e Fuchs (1985).

Recentemente especial atenção tem sido dada nos chamados Métodos de Identificação Estocástica de Subespaços (*Stochastic Subspace Identification Methods - SSI*), resultado de um extensivo esforço realizado por pesquisadores das áreas elétrica e mecânica. Métodos de Subespaços estão estritamente relacionados ao algoritmo ERA, pois também estão baseados na teoria da realização e identificam modelos no espaço de estado a partir de dados da excitação e da resposta ou somente da resposta, sendo nestes casos chamado estocásticos. Aplicam robustas técnicas numéricas como fatorização QR, decomposição em valores singulares e métodos de mínimos quadrados. A grande vantagem deste método está relacionada ao fato de evitarem a computação das covariâncias entre os dados da resposta, sempre presente nas outras técnicas até então, substituindo esse prévio cálculo pela projeção do bloco de linhas correspondentes às saídas futuras no do bloco de linhas correspondentes às saídas passadas e com isso retendo toda a informação no passado que é útil para prever o futuro. Na realidade as noções de covariâncias e projeções estão estritamente relacionadas, pois ambas visam o cancelamento do ruído. A diferença é que nos métodos de subespaços o cálculo dessas projeções já está inserido no seu algoritmo, automatizando o processo de identificação. Os primeiros algoritmos de subespaços podem

ser encontrados nos trabalhos de Van Overschee e de Moor (1993), desenvolvidos especificamente na área de engenharia elétrica. Peeters e de Roeck (1999) trabalhou extensivamente com Métodos de Identificação Estocástica de Subespaços para a identificação de características modais de estruturas. Utilizando os algoritmos de Van Overschee e de Moor (1993) o autor apenas introduziu o conceito de sensores de referência na metodologia, possibilitando a diminuição das matrizes e uma redução do trabalho computacional. Entretanto deve-se tomar muito cuidado com a seleção desses sensores de referência, pois a qualidade dos resultados pode acabar sendo prejudicada.

2.2 DETECÇÃO DE DANO

Em termos gerais, dano pode ser definido como uma alteração gerada em uma estrutura que provoca uma modificação de seu atual ou futuro desempenho. Implicitamente nesta definição está o conceito de que dano não é mensurável sem uma comparação entre dois diferentes estados da estrutura, admitindo-se que um deles representa o inicial ou estado íntegro (Sohn *et al.*, 2003).

No caso de sistemas estruturais, a definição de dano é restringida a modificações de propriedades geométricas, do material ou alterações nas condições de vinculação e conectividade do sistema ou estrutura em questão. Por exemplo, a fissura formada em uma parte da estrutura provoca uma alteração geométrica trazendo consigo uma diminuição da rigidez desta região. Dependendo do tamanho, posicionamento e das cargas aplicadas, os efeitos adversos da presença desse dano podem ser imediatos ou levar algum tempo para alterar o comportamento da estrutura. Em termos de escala de comprimento, todos os danos iniciam no nível de material e então sob cenários apropriados de carregamento vão progressivamente passando para um nível de componente e até de sistema. Analisando em escala temporal, o dano pode aumentar progressivamente em um longo período como aquele provocado por fadiga ou corrosão, mas pode ocorrer também instantaneamente como o originado por terremotos ou acidentes, por exemplo.

A premissa básica da maioria dos métodos de detecção é que o dano altera a rigidez, massa ou as propriedades de dissipação de energia do sistema, que conseqüentemente provocarão

uma alteração nas propriedades dinâmicas da estrutura. Entretanto a alteração de massa é geralmente muito inferior à perda de rigidez, podendo ser geralmente desprezada, conforme mostraram os trabalhos de Adams *et al.* (1978) e Hearn e Testa (1991).

Assim, os resultados de testes dinâmicos conduzidos a diferentes épocas oferecem o potencial de avaliar as mudanças do estado da estrutura com o decorrer de sua vida útil. Em outras palavras, caso a estrutura apresente variações na sua assinatura dinâmica entre períodos regulares significará que há algum problema iminente. Nesse contexto, a área de identificação de sistemas desempenha um papel fundamental no processo de avaliação da integridade estrutural, pois se a presença de dano provoca variações das características modais da estrutura, torna-se imprescindível que esses parâmetros sejam extraídos da forma mais precisa possível, visto que dados incorretos podem comprometer o processo de detecção.

Rytter (1993) apresentou uma classificação dos métodos de detecção de dano em quatro níveis (Sohn *et al.*, 2003):

- Nível 1: Detecção de dano: determinação se o dano está presente na estrutura;
- Nível 2: Localização do dano: determinação da localização geométrica do dano na estrutura
- Nível 3: Quantificação da severidade causada pelo dano
- Nível 4: Previsão da vida útil remanescente da estrutura

Embora a base dos métodos de detecção de dano pareça intuitiva, sua real aplicação possui alguns desafios técnicos. O primeiro deles está ligado ao caráter tipicamente local do fenômeno dano, que pode não influenciar os primeiros modos de vibração do sistema geralmente medidos em testes dinâmicos. Entretanto os principais problemas estão ligados a algumas questões práticas tais como a limitação do número de sensores de instrumentação, a presença de ruído de medição e o estudo aplicado à estruturas grandes e complexas acabam dificultando o procedimento de avaliação da integridade estrutural.

Numerosos pesquisadores têm conduzido estudos qualificados sobre métodos para detecção de dano utilizando dados modais (Roitman *et al.* 1992, Kaminski Jr. e Riera 1996, Riera e Rios 2000, Riera 2004, Roitman *et al.* 2004, Gadéa *et al.* 2005, Amani *et al.* 2006, Fadel Miguel *et al.* 2006). Cabe salientar os trabalhos de Doebling *et al.* (1996) e Sohn *et al.* (2003) que apresentam uma cuidadosa revisão bibliográfica sobre o tema, oferecendo uma visão bem abrangente sobre diferentes técnicas e aspectos envolvidos no processo de avaliação estrutural tais como o tipo de excitação, a aquisição de sinais e a aplicação em diversos tipos de estruturas. Com o principal objetivo de estudar dano em pontes, Wang e Zong (2002) fazem uma revisão abordando diversos trabalhos que podem ser relacionados com um interesse de aplicação na área.

No contexto de estruturas treliçadas, estudos de detecção de dano ganharam importância inicial com alguns trabalhos desenvolvidos para estruturas costa-fora (*off-shore*) no final da década de 70 e com o interesse da engenharia espacial para a avaliação do problema da integridade de estruturas espaciais em órbita no início da década de 90. Assim, alguns trabalhos foram publicados expondo algumas das maiores dificuldades da área. No âmbito da engenharia civil, apesar de ainda em pouco número, algumas pesquisas vêm sendo realizadas em uma abordagem de pontes, principalmente através de estudos numéricos ou experimentais em modelos de laboratório.

Apesar de ser difícil classificar os métodos de detecção de dano devido ao grande número de trabalhos existentes e a sua variada formulação, geralmente estas técnicas podem ser divididas de acordo com o tipo de dado medido e/ou a solução empregada.

2.2.1. Métodos Baseados em Alterações nos Parâmetros Modais Básicos

Métodos Baseados em Alterações nas Frequências

Uma categoria destes métodos utiliza alterações nas frequências naturais. Vandiver (1975) estudou detecção de dano em uma plataforma costa-fora fixa, examinando as alterações nas frequências nos dois primeiros modos de flexão e no primeiro modo de torção. Através do desenvolvimento de um modelo analítico e uma sistemática remoção de membros para

simular a presença do dano, o autor demonstrou que a falha da maioria destas barras produzem uma modificação nas frequências superior a 1%, tornando possível a sua localização.

Viero (1991) conduziu um estudo de detecção de dano, através da construção de um modelo reduzido da plataforma costa-fora Carapeba III da Petrobrás que está instalada a aproximadamente 20 anos na Bacia de Campos, possuindo 90m de lâmina d'água. O trabalho mostra ser viável a determinação de avarias na estrutura através do monitoramento das frequências naturais da plataforma.

Uma minuciosa revisão de métodos para a detecção de dano baseados em alterações nas frequências naturais é apresentado por Salawu (1997). O trabalho conclui que a maior vantagem de utilizar somente alterações nas frequências naturais na alocação do dano em estruturas é que elas são facilmente adquiridas podendo fornecer resultados rapidamente. Entretanto, segundo o autor, uma alteração de pelo menos 5% neste parâmetro seria necessária para detectar o dano com segurança. Além disso, alterações somente na frequência poderiam não indicar que o dano tenha realmente ocorrido na estrutura.

Devido a estas dificuldades e a relativa baixa sensibilidade de modificações na frequência devido à presença de dano Maeck (2003) ressalta que essa classe de métodos exige medições muito precisas ou situações de avaria em estágio avançado. Ainda segundo o autor, como frequências naturais são propriedades globais da estrutura a avaliação do dano geralmente fica restrita ao primeiro nível do processo, ou seja, a detecção.

Métodos Baseados em Alterações nas Formas Modais

Dessa forma, formas modais são frequentemente consideradas em procedimentos de avaliação da integridade estrutural. Dois índices que analisam alterações nas formas modais têm sido amplamente utilizados para avaliar a existência de dano e apontar a sua localização. O primeiro deles, proposto por Allemang e Brown (1982), é conhecido como Critério da Concordância Modal (*Modal Assurance Criterion* - MAC), e tem por objetivo indicar uma correlação existente entre dois modos de vibração provenientes da estrutura íntegra e danificada, sendo utilizado para estudar suas diferenças gerais. O valor MAC varia entre 0 e 1, sendo 0 para não correlacionado e 1 para correlação total. Valores

diferentes de 1 podem ser indicadores da presença de dano. O outro é chamado Critério da Concordância da Coordenada Modal (*Coordinate Modal Assurance Criterion* - COMAC), sendo apresentado por Lieven e Ewins (1988). Este índice mede o grau de correlação entre os graus de liberdade de dois modos. Se o valor encontrado para um grau de liberdade for igual a 1, ele está livre de avarias. Em contrapartida, quanto mais próximo for de 0, maior a probabilidade da região analisada estar danificada.

Além dos valores MAC e COMAC serem utilizados para a avaliação de dano eles podem ser também utilizados na verificação da correlação entre dois conjuntos de formas modais obtidas numérica e experimentalmente. Apesar de tais índices serem úteis para auxiliar em procedimentos de detecção de dano, eles apresentam algumas restrições. Segundo Pandey *et al.* (1991) eles não são suficientemente sensíveis para detectar a avaria em um estado inicial. Fox (1992) concluiu através de um estudo numérico e experimental de uma viga que o valor MAC não é muito sensível ao dano, sugerindo que uma comparação gráfica das formas modais seria um caminho alternativo para localizar o dano. Para estruturas treliçadas sob condições limitadas de instrumentação a aplicação direta destes índices apresenta limitações, pois a disponibilidade de informação em poucos graus de liberdade geralmente pode não revelar anomalias relacionadas a partes não monitoradas da estrutura. No entanto, devido a sua simplicidade, eles podem ser utilizados em um caráter complementar para a obtenção de informações sobre a integridade da estrutura.

2.2.2. Métodos Baseados em Alterações nas Derivadas dos Parâmetros Modais

Outra categoria destes métodos não utiliza os parâmetros modais diretamente para a detecção do dano, mas sim as suas grandezas derivadas.

Métodos Baseados na Alteração da Energia de Deformação Modal

Os métodos baseados na alteração da energia de deformação modal tentam utilizar esse índice para localizar e quantificar a presença do dano. Carrasco *et al.* (1997) discutiram utilizar modificações na energia de deformação modal para localizar e quantificar dano em

treliças espaciais. Os autores construíram um modelo em escala reduzida, instrumentando-o com acelerômetros e extensômetros de resistência elétrica, logo informações modais de cada elemento como também informações modais globais puderam ser extraídas. Para isso, foram realizados testes na configuração íntegra e em diversos cenários para configurações danificadas. A técnica apresentada baseia-se na associação da presença de dano com alterações na energia de deformação modal, que pode ser computada para cada membro estrutural a partir das formas modais da configuração íntegra e danificada. Entretanto, os resultados mostraram que este método não obteve bons resultados não conseguindo localizar a presença do dano nas barras da treliça.

Métodos Baseados na Alteração das Curvaturas das Formas Modais

Outros métodos baseados em derivados dos parâmetros modais utilizam alterações nas curvaturas das formas modais. Este conceito foi introduzido por Pandey *et al.* (1991), em que os valores da curvatura são computados a partir dos deslocamentos das formas modais usando diferenças finitas centrais. Os autores utilizaram um modelo em elementos finitos de uma viga simplesmente apoiada com redução de 50% do valor do módulo de elasticidade em uma seção a um terço do apoio, afirmando que a curvatura modal é um indicador muito mais sensível que os valores MAC ou COMAC. Segundo James *et al.* (1997) estes métodos são mais indicados para vigas, pois estas estruturas apresentam a energia de deformação proporcional ao quadrado da curvatura modal.

2.2.3. Métodos Baseados na Atualização das Matrizes do Sistema

Uma outra importante classe de técnicas de identificação de dano em estruturas é baseada na modificação das matrizes do sistema para reproduzir tão próximo quanto possível a resposta dinâmica medida. Basicamente é resolvido um problema de otimização partindo das equações do movimento e dos dados medidos. Comparações entre as matrizes atualizadas e a matriz original para o estado íntegro fornecem um indicador que pode ser utilizado para estimar a localização e extensão do dano. De forma geral, os métodos de detecção de dano podem ser divididos em Métodos Diretos e Métodos Indiretos. Detalhes podem ser encontrados em Rad (1997).

Métodos Diretos para Detecção de Dano

Os métodos diretos são métodos que não requerem iterações e, portanto, apresentam baixo esforço computacional não sendo afetados por problemas de convergência. Eles tentam reproduzir os dados de referência de forma exata, por isso exigem uma alta precisão das medições e muitas vezes são incapazes de manter as conectividades no modelo da estrutura. Um grupo destes métodos iniciou a partir do trabalho de Baruch e Bar Itzhac (1978), Baruch (1982) e Berman e Nagy (1983), seguindo com a extensão de outros autores, e acabou ficando conhecido como Métodos dos Multiplicadores de Lagrange ou Método de Ajuste de Modelos por Matriz Ótima.

Smith e McGowan (1989) e McGowan *et al.* (1990a) apresentam estudos baseados na utilização de métodos diretos de atualização de matrizes com o objetivo de detecção de dano em estruturas treliçadas. Os autores mostram os resultados de um estudo numérico e experimental de uma treliça espacial de dez módulos construída em laboratório, salientando que a habilidade para localizar o dano é dependente dos modos que são examinados e do posicionamento dos sensores que são selecionados para a realização do experimento.

Kashangaki (1991) sugeriu a utilização do provador DSMT (*Dynamic Scale Model Technology*) desenvolvido no centro de pesquisas Langley da NASA para um programa de pesquisas em detecção de dano. O DSMT é um modelo de estação espacial, que foi desenvolvido para a realização de testes dinâmicos visando melhorar as previsões numéricas do comportamento de estruturas espaciais em órbita. Detalhes são encontrados em McGowan *et al.* (1990b). Um componente do DSMT, uma treliça espacial de oito módulos, foi testada para uma configuração em balanço. Foram realizados ensaios, com um total de quinze configurações de dano, representados pela remoção de diferentes barras. Os dados foram adquiridos através do posicionamento de três acelerômetros por nó, permitindo a medição de todos os deslocamentos nodais da estrutura. Os resultados destes testes foram amplamente disseminados e utilizados por diferentes estudos de detecção de dano.

Kim and Bartkowicz (1993) avaliaram, através de uma abordagem numérica e experimental, o comportamento de diferentes métodos diretos de atualização, técnicas de

redução e expansão em problemas de detecção de dano em treliças espaciais com um número limitado de sensores. Os autores desenvolveram uma metodologia híbrida para redução das matrizes do sistema e expansão das formas modais a fim de igualar no procedimento de atualização as dimensões do modelo teórico íntegro com as formas modais obtidas nos testes para a condição danificada. O trabalho mostrou, tanto para as simulações numéricas quanto para os testes experimentais, que o número de sensores é o parâmetro crítico para a detecção de dano, seguido pelo número de modos utilizados no estudo.

Zimmerman e Kaouk (1994) utilizaram os resultados do provador DSMT para mostrar a efetividade da metodologia de detecção de dano por eles proposta. A técnica é denominada Teoria da Perturbação de Posto Mínimo (*Minimum Rank Perturbation Theory - MRPT*) permitindo não só a localização como a quantificação do dano de forma separada. O algoritmo faz uso do modelo atualizado em elementos finitos da estrutura íntegra e um conjunto de modos e frequências medidas para a condição danificada. A técnica aplicada permitiu a localização e quantificação da barra danificada com sucesso.

Liu (1995) desenvolveu um método para a identificação das propriedades de elementos de treliças planas, utilizando as formas modais e frequências medidas. O problema é formulado por um programa de otimização, através da minimização de um funcional, representando a norma do erro cometido ao se introduzir na equação de equilíbrio da estrutura íntegra os modos e frequências da estrutura danificada. Também é mostrado que fornecidos dados suficientes, as propriedades podem ser atingidas sem iteração. Para examinar a eficiência do método foi estudado numericamente o comportamento de uma treliça plana com quatro módulos dispostos verticalmente, em que as respostas são medidas em todos os graus de liberdade da estrutura. O método foi capaz de detectar as barras danificadas, que foram simuladas pela perda de sua rigidez axial.

Zimmerman *et al.* (1996) realizaram um estudo experimental de estruturas treliçadas abordando situações de instrumentação limitada. Foram utilizados dois provadores distintos para a realização do estudo, a treliça do teste DSMT e uma treliça hexagonal de dez módulos, denominada McDonnell Douglas Aerospace HexTruss. Como no experimento DSMT foram instrumentados todos os graus de liberdade da estrutura, a representação de instrumentação limitada é, para esse caso, simplesmente dada pelo

descarte de algumas medições escolhidas. Segundo os autores, a principal dificuldade associada à detecção do dano para essa condição está relacionada à não correspondência entre os deslocamentos e rotações nodais medidas e o número total de graus de liberdade modelados numericamente da estrutura. Testes são feitos utilizando redução modal, expansão de autovetores e uma formulação híbrida redução/expansão como métodos para solução o problema. Os resultados mostraram que a redução do número de sensores provoca uma queda na performance da avaliação da integridade estrutural, não sendo localizado o dano em alguns casos. Outra observação importante é que a determinação do dano deixa de ser dada no nível da barra, passando a ser tratado por região.

Liu e Yang (2006) apresentaram um método para detecção de dano com conceito similar a técnica da Teoria da Perturbação de Posto Mínimo (MRPT). Tal algoritmo utiliza o modelo original em elementos finitos da estrutura e um conjunto de frequências naturais e modos de vibração obtidos para a condição danificada da estrutura. O estudo é conduzido de forma seqüencial: primeiro determina-se o número de elementos danificados para subsequentemente localizar e quantificar os elementos avariados. Para testar a metodologia proposta, realizou-se um estudo numérico para a avaliação de uma estrutura treliçada plana. Neste caso, em que foram utilizados os modos e as frequências naturais obtidas numericamente, o método mostrou capaz de detectar e quantificar a presença do dano se o número de modos é maior que o número de elementos danificados.

Também se devem destacar uma outra classe de métodos diretos de detecção de dano chamados Métodos de Alocação de Estruturas (*Eigenstructure Assignment Methods*). A sua teoria é baseada no projeto de um fictício sistema de controle que minimizaria o erro das forças modais.

Lim e Kashangaki (1994) apresentaram um método que utiliza parâmetros modais medidos por meio de identificação de sistemas para a localização e detecção de dano utilizando os denominados Melhores Autovetores Alcançáveis (*Best Achievable Eigenvectors*). Eles são definidos como sendo a projeção das formas modais medidas sobre o subespaço definido pelo modelo refinado da estrutura e as frequências medidas. Perdas de massa e rigidez podem ser localizadas e quantificadas. Para examinar o desempenho do método quando são empregados modos medidos experimentalmente, vários estudos de danos utilizando a

treliça de testes DSMT foram realizados. O método apresenta bons resultados, mesmo que a presença do ruído de medição faça mais difícil a identificação.

Lim (1995) realizou um estudo experimental para detecção de dano em uma treliça plana de 20 módulos sob condições limitadas de instrumentação através de Métodos de Alocação de Estruturas. Primeiro o autor localiza a região do elemento danificado, e então determina a sua magnitude. Apesar de fornecer alguns bons resultados mesmo considerando medições com sensores incompletos, o autor salienta que o estudo possui algumas limitações, principalmente pelos erros na determinação das características modais da estrutura, que podem comprometer ou até mesmo inviabilizar o processo de detecção. Neste sentido, é reforçada a necessidade de maiores investigações sobre o problema.

Hu *et al.* (2001) desenvolveu dois algoritmos que apresentam um conceito semelhante ao empregado nos Melhores Autovetores Alcançáveis para detectar a presença de dano em estruturas por meio da avaliação dos parâmetros modais. Segundo os autores, uma importante característica dos métodos apresentados é que eles utilizam pouca informação do modelo numérico da estrutura. Para demonstrar a habilidade do método proposto foi realizado um estudo numérico em uma treliça plana em balanço composta por dez módulos. A investigação revelou que os algoritmos são capazes de localizar, mas apresentaram dificuldades de prever a extensão do dano.

Métodos Indiretos para Detecção de Dano

Os métodos indiretos ou iterativos apresentam como idéia básica melhorar a correlação entre os modelos numérico e experimental por um processo de otimização. As diferenças entre estes modelos são tratadas como um erro que deve ser minimizado com a escolha de um conjunto ótimo de variáveis formadas diretamente pelas propriedades dos elementos utilizados na modelagem. Uma principal vantagem destes métodos iterativos é que permitem o ajuste simultâneo de vários parâmetros físicos. Eles minimizam a diferença entre a resposta de uma estrutura e de seu modelo numérico correspondente, podendo garantir a coerência física entre os modelos através da inclusão de restrições para as variáveis que representam os parâmetros físicos e geométricos da estrutura.

Stubbs *et al.* (1990) realizaram um estudo numérico através de um método indireto para identificação de dano em uma treliça plana de vinte módulos em balanço. A treliça foi simulada como um meio contínuo através de sua representação como dez elementos de viga Euler-Bernoulli considerando a sua rigidez a flexão e a sua rigidez axial. Um total de quatorze cenários de dano foi simulado, incluindo situações de danos múltiplos. Baseado nas frequências ressonantes e formas modais para a condição íntegra e danificada, calculadas pela solução numérica do problema de autovalores, foi empregado um método para a detecção de dano para localização e quantificação dos danos simulados. Os autores conseguiram localizar e quantificar os danos representados na maioria das situações, entretanto apareceram previsões falsas próximas ao engaste ou na extremidade livre da estrutura. Para as condições de danos múltiplos, a magnitude foi prevista precisamente e, na maioria dos casos, a localização também.

Hemez e Farhat (1995) desenvolveram um método de detecção de dano baseado em métodos indiretos de atualização de modelos e utilizaram os dados obtidos pelo teste DSMT, examinando algumas questões sobre o estudo de detecção de dano em estruturas, incluindo a escolha do tipo e do refinamento do modelo em elementos finitos, à seleção dos modos a serem utilizados no procedimento, e as limitações da metodologia no processo de localização e quantificação. Eles salientam que o estudo é realizado em condições que não são representativas para situações reais, como por exemplo, o grande número de sensores espalhados por toda a estrutura e a representação do dano como a remoção total de um elemento. Nesse sentido, simulam situações com a presença de menos sensores e condições intermediárias de extensão do dano nas barras. Os resultados obtidos são inferiores aos apresentados pelas condições ideais de ensaio.

Doebbling *et al.* (1997) aplicaram um método indireto baseado na atualização em elementos finitos para a detecção de dano de uma treliça espacial suspensa de oito módulos com o posicionamento de massas concentradas assimetricamente. Essa treliça é um modelo construído para a realização de ensaios dinâmicos e estudos de detecção de dano conhecidos como Experimento de Atualização de Modelos e Detecção de Dano (*Model Update/Damage Detection Experiment - MUDDE*), representando por sua configuração uma estação espacial. A estrutura foi excitada, por meio de um vibrador mecânico, em três diferentes posições a fim de excitar o maior número possível de modos de vibração. Dados

de reposta foram adquiridos em todos os graus de liberdade da estrutura com o posicionamento de três acelerômetros por nó. Foi estudado um critério de escolha dos modos, para a utilização do método de detecção do dano, baseado no maior armazenamento da energia de deformação. O dano foi simulado através da redução da área da seção transversal de três barras danificadas, uma de cada vez. O trabalho mostrou que não necessariamente as formas modais correspondentes às frequências mais baixas possuem a maior energia de deformação. Os resultados demonstraram que os modos que apresentam o maior armazenamento de energia de deformação fornecem as melhores informações a respeito da localização do dano, devendo ser estes usados no processo de detecção. Os danos foram determinados como os elementos que sofreram o maior ajuste, sendo localizados com sucesso.

Ruotolo *et al.* (2000) formularam três diferentes modelos em elementos finitos de uma treliça tri-dimensional de oito módulos, utilizando dados experimentais para conduzir um estudo de atualização dos modelos numéricos. No primeiro modelo as barras são representadas por elementos de treliça simples, no segundo por modelos de viga de Euler-Bernoulli e o terceiro consiste em três modelos de viga por cada barra da treliça. Embora os pesquisadores não simulassem situações de dano, eles notaram que um modelo numérico preciso da estrutura no estado íntegro é fundamental em um estudo de avaliação da integridade estrutural. Os autores utilizaram um método de atualização baseado na sensibilidade dos autovalores, comparando os resultados obtidos dos três modelos atualizados com o modelo experimental e demonstraram que o terceiro modelo teve a melhor performance, apresentando um erro de frequência de aproximadamente 0,85%. O primeiro e o segundo deram respectivamente 3,5% e 2,1%, respectivamente.

Castello *et al.* (2002) apresentaram um método de detecção de dano via atualização iterativa das matrizes do sistema. O modelo atualizado mantém as propriedades básicas originais como simetria e conectividades que desempenham um papel fundamental para a correta localização do elemento danificado. O estudo emprega um modelo de expansão das formas modais experimentais para obter a equivalência entre os graus de liberdade teste e os graus de liberdade numéricos. Visando a verificação e a avaliação da metodologia, os autores realizaram simulações numéricas em uma estrutura treliçada plana de dez módulos para representar uma condição de ensaio experimental. Cenários com a representação de

dois elementos danificados simultaneamente com 50% da rigidez original assim como com dois elementos removidos foram testados mostrando a eficiência na localização e na quantificação do dano.

Métodos Híbridos para Detecção de Dano

Kim e Bartkowicz (1997) e Kim e Bartkowicz (2001) apresentaram os resultados de um estudo experimental utilizando uma metodologia híbrida entre métodos diretos e indiretos de detecção de dano para a avaliação da treliça hexagonal McDonnell Douglas Aerospace HexTruss. A estrutura foi parcialmente instrumentada e testada com várias simulações de dano. Após avaliar vários modelos de refinamento e técnicas de expansão/redução, um método de duas etapas para detecção de dano foi desenvolvido. Uma área geral é identificada primeiramente através da aplicação de um dos métodos dos multiplicadores de Lagrange e, subsequentemente, o específico elemento estrutural é localizado utilizando um método indireto baseado na sensibilidade. Esta formulação leva vantagem na utilização de dois diferentes métodos de refinamento e dois diferentes tamanhos do modelo numérico através das técnicas de expansão e redução empregadas. Alguns casos de dano mostraram-se não identificados, pois as alterações dos parâmetros modais das configurações íntegra e danificada foram inferiores a sensibilidade da metodologia, assim como em condições de danos múltiplos. Casos de danos específicos em membros da estrutura foram localizados em quatro situações distintas.

2.2.4. Métodos Baseados em Redes Neurais e Algoritmos Genéticos

Alguns trabalhos com o objetivo de detecção de dano que utilizam redes neurais artificiais e algoritmos genéticos têm sido publicados. Redes neurais são capazes de tratar os mecanismos de dano implicitamente, por isso além de não ser necessário modelar a estrutura com grandes detalhes o método pode tratar também alguns mecanismos de dano não-lineares. Entretanto, o principal problema está associado ao treinamento da rede, pois o sistema de detecção deve ser previamente treinado com os seus possíveis padrões de avaria o que só pode ser feito numericamente. Segundo Friswell e Penny (1997), os algoritmos genéticos tem alguma vantagem para encontrar um mínimo global em

problemas muito difíceis de otimização, particularmente onde existem muitos mínimos locais como frequentemente é o caso de detecção de dano.

Barai e Pandey (1997) estudaram o comportamento de duas redes neurais artificiais diferentes para detectar dano em estruturas treliçadas do tipo ponte. No trabalho os autores utilizaram como entrada da rede os históricos de deslocamentos verticais em cada um dos nós do banzo inferior da estrutura, usando como saída as áreas das seções transversais das barras da treliça da ponte. Para a geração do treinamento todas as barras foram consideradas danificadas de forma independente. Um total de dezesseis cenários de dano foi gerado com a ajuda de um programa de elementos finitos e os históricos de deslocamentos gravados em arquivos. Amostras adicionais de cinco casos foram geradas a fim de verificar o aprendizado da rede neural. No trabalho conclui-se que a segunda rede construída apresenta um grande potencial para a detecção de dano comprovando a necessidade de maiores investigações sobre o problema

Choi e Kwon (2000) desenvolveram um modelo de detecção de dano para uma ponte de aço treliçada baseado em redes neurais artificiais. Um modelo em elementos finitos foi construído e refinado com base em testes estáticos e dinâmicos da estrutura real. Uma análise numérica estática da ponte identificou oito membros da treliça submetidos a um alto nível de tensão. Dessa forma a rigidez em cada um desses membros foi reduzida para simular oito situações diferentes de simulação de dano. Duas separadas redes neurais foram desenvolvidas para localizar o dano. A primeira determina se o dano está localizado do lado esquerdo ou direito da ponte. Os valores de deformação de sete membros da treliça foram calculados numericamente e utilizados como entrada na primeira rede neural. A saída da primeira rede foi um número binário correspondendo ao lado direito ou esquerdo da ponte. As entradas da segunda rede correspondem ao binário de saída da primeira e os parâmetros modais gerados pelo modelo em elementos finitos, existindo oito valores de saída que indicam a existência de dano no associado membro da treliça. Os autores apontam que a utilização de redes neurais artificiais foi aplicada com sucesso para a avaliação da integridade estrutural da ponte em questão, porém eles alertam que o desempenho da segunda rede foi sensível ao número de nós escolhidos para a rede construída.

2.2.5. Métodos Baseados nas Funções de Resposta em Frequência

Existe um grupo de métodos que utilizam funções de resposta em frequência (FRF) para a determinação do dano em estruturas. Chouaki and Ladeveze (2000) apresentaram um método de detecção de dano baseado na função de resposta em frequência, examinado o seu comportamento em uma estrutura treliçada em balanço composta por oito módulos. No estudo a treliça foi modelada tridimensionalmente com elementos de viga, sendo adicionados 3% de ruído nos valores das respostas. Através da utilização das treze primeiras frequências e medindo-se menos de 33% dos graus de liberdade para simular uma condição de instrumentação limitada, os autores mostraram que o método conseguiu localizar um membro danificado no segundo módulo mais próximo do engaste da treliça, entretanto eles salientam que o nível de ruído pode inviabilizar o procedimento de detecção para danos pequenos.

Huynh *et al.* (2004) conduziram um estudo baseado nas funções de resposta em frequência (FRF) para a detecção de dano em estruturas. A idéia do procedimento é que como alterações na matriz de rigidez da estrutura provocam modificações nas funções de resposta em frequência, estas podem ser utilizadas para fornecer informações sobre a presença da avaria na estrutura. Para o desenvolvimento do trabalho é necessário o conhecimento da matriz de rigidez no estado íntegro e as funções de resposta em frequência para a condição avariada, que devem ser determinadas a partir da realização de testes de vibração livre. A formulação é avaliada numérica e experimentalmente através da realização de um estudo de detecção na treliça de testes DSMT da NASA. Para a representação da condição de instrumentação limitada, foram usadas respostas de 72 de um total em 96 graus de liberdade da estrutura. Os autores concluem que, mesmo com as considerações sobre o ruído e incompatibilidade de graus de liberdade, a metodologia forneceu bons resultados sobre a localização e quantificação do dano.

Gadéa (2005) apresentou uma metodologia de ajuste de modelos e de detecção de dano através de um método iterativo de correlação utilizando algoritmos genéticos ou programas de otimização multi critério e multi objetivo. A idéia da metodologia é minimizar as diferenças entre funções de resposta em frequência (FRF) numéricas e experimentais, permitindo a identificação, localização e quantificação de danos. No estudo foram

executadas diversas simulações numéricas e testes reais em estruturas simplificadas e em um modelo reduzido de uma plataforma costa-fora de petróleo para avaliar a eficiência do sistema. Os resultados indicam que o método é eficiente, tanto para ajustar modelos quanto para identificar, localizar e quantificar danos, desde que o modelo numérico esteja bem ajustado e que permita a diferenciação das distintas condições de dano.

2.2.6. Métodos Baseados na Matriz de Flexibilidade

Uma outra importante classe de métodos de identificação de dano utiliza a matriz de flexibilidade medida para estimar alterações no comportamento da estrutura. Como a matriz de flexibilidade é definida como o inverso da matriz de rigidez, ela relaciona a força estática aplicada com o resultante deslocamento estrutural. Desta maneira, cada coluna da matriz de flexibilidade representa um conjunto de deslocamentos nodais devido a uma força unitária aplicada em um dos graus de liberdade da estrutura. A principal razão pela utilização da matriz de flexibilidade vem do fato de que poucos modos da estrutura são medidos em testes dinâmicos. Devido à relação inversa entre flexibilidade e o quadrado das frequências modais, ela converge rapidamente com poucos valores de frequência, ao contrário da matriz de rigidez que necessita de um grande número de modos.

Pandey e Biswas (1995) realizaram um estudo numérico para a identificação e quantificação de dano em estruturas treliçadas baseado na variação da matriz de flexibilidade. Ao contrário dos métodos que utilizam a matriz de rigidez como referência, essa técnica exige medições apenas dos primeiros modos de vibração. Isso acontece porque a matriz de flexibilidade é inversamente proporcional ao quadrado da frequência natural, provocando uma rápida convergência com o aumento do número de modos. A viabilidade do método é testada numericamente com a utilização de duas treliças planas, uma de um módulo e outra de dez. As frequências e os modos foram determinados numericamente através da solução do problema de autovalores. A técnica mostrou-se capaz nesse trabalho não só de localizar como quantificar os danos simulados, sempre com mais rapidez que um outro método também apresentado baseado na formulação da matriz de rigidez.

Bernal (2002) propôs um método de detecção de dano baseado na matriz de flexibilidade que foi chamado de Método do Vetor de Localização de Dano (*Damage Locating Vector Method* - DLV). Um conjunto de vetores denominados vetores de localização de dano (DLVs) são calculados a partir da diferença da matriz de flexibilidade entre os estados íntegro e danificado da estrutura. Quando estes vetores são aplicados como forças estáticas no modelo do estado íntegro da estrutura, não induzem tensão nos elementos danificados (ou a tensão é muito menor do que nos outros membros). Esta propriedade dos DLVs pode ser utilizada para localizar o dano em estruturas.

Gao (2005) conduziu um estudo para verificar experimentalmente o comportamento do Método do Vetor de Localização de Dano (*Damage Locating Vector Method* - DLV). Para isso o autor, realizou testes em uma estrutura treliçada tridimensional construída em laboratório. Para simular a presença de dano algumas barras originais foram substituídas por outras com cerca de 50% a menos da rigidez axial inicial. Dois casos de dano foram estudados, um em um elemento vertical e outro em um elemento diagonal. Os resultados mostraram que o Método do Vetor de Localização de Dano (DLV) pode detectar experimentalmente a presença do dano utilizando um número limitado de sensores além de um grupo truncado de modos de vibração.

2.3 RESUMO

Este capítulo apresentou uma revisão bibliográfica sobre identificação de sistemas e detecção de dano em estruturas através da avaliação de suas características dinâmicas. Especial enfoque foi dado para estruturas treliçadas buscando obter na literatura informações a respeito de casos com condições limitadas de instrumentação, abordando-se que este tipo de estudo é extremamente importante visto nenhum prévio conhecimento sobre a existência do dano é necessário para sua determinação.

Alguns métodos de detecção de dano em estruturas treliçadas foram desenvolvidos no decorrer dos últimos dez anos, revelando algumas das maiores dificuldades. Apesar de existir uma grande variedade destes métodos, a maioria deles funciona bem para simulações numéricas em que as características dinâmicas são obtidas pela solução do

problema de autovalores. A aplicabilidade destes algoritmos em condições de ensaio nem sempre é possível visto que além do ruído estar sempre presente, outros fatores como o número limitado de sensores de medição tende a comprometer o estudo de avaliação da integridade estrutural.

3 ASPECTOS GERAIS PARA DETECÇÃO DE DANO EM PONTES TRELIÇADAS

Este capítulo apresenta alguns aspectos gerais envolvidos nos procedimentos de detecção de dano baseados na avaliação periódica das características dinâmicas de estruturas analisando o problema sob um enfoque de pontes treliçadas. Primeiramente, é apresentada uma visão histórica geral sobre o desenvolvimento das pontes treliçadas desde as estruturas tradicionais até as mais modernas construídas recentemente. Logo em seguida abordam-se as principais patologias que as pontes metálicas podem estar submetidas durante a sua vida útil. Finalmente discute-se um tema que vem despertando interesse nos estudos de avaliação estrutural: a influência de fatores naturais como temperatura e umidade na determinação dos parâmetros modais e a importância destes efeitos na condução de estudos de detecção de dano.

3.1 PONTES TRELIÇADAS

Em meados do século XIX as pontes treliçadas ganharam ênfase com o advento do desenvolvimento industrial e da implantação do transporte ferroviário. Neste período, tal modalidade tornou-se a forma mais popular para locomoção a longas distâncias, tanto para o transporte de passageiros como para cargas, exigindo que um grande número destas estruturas fossem projetadas e construídas.

A base técnica para o desenvolvimento das pontes treliçadas surgiu a partir dos trabalhos de dois engenheiros norte-americanos especializados em pontes ferroviárias, Squire Whipple e Herman Haupt, que trabalharam independentemente durante o século XIX. A partir de suas idéias, a construção de pontes em forma de treliça tornou-se popular, pois as estruturas puderam ser calculadas de forma segura, com a utilização racional de materiais e

uma distribuição de massa adequada. Seguindo esta tendência, outros engenheiros da época, patentearam com seus nomes diferentes configurações geométricas de treliças de vãos simples. Muitas delas além de familiares são utilizadas até os dias de hoje (treliça Warren, treliça Pratt, treliça Howe, entre outras).

Embora algumas pontes ferroviárias ainda utilizem, pontes rodoviárias treliçadas construídas atualmente não apresentam mais uma solução em vão simples como antigamente. As estruturas mais modernas são frequentemente contínuas ou em balanço, tipicamente treliças Warren com ou sem barras verticais, especialmente em uma configuração com banzos paralelos. Além disto, a busca por estruturas que sejam capazes de vencer grandes vãos levou a uma tendência mundial, iniciada no século passado, da construção de pontes suspensas e estaiadas. Algumas destas importantes pontes construídas recentemente no Japão, Estados Unidos e Europa adotam soluções de viga em forma de treliça. Além de uma relação elevada entre rigidez e massa, um adequado comportamento aerodinâmico, vigas em treliça proporcionam condições apropriadas para a passagem do tráfego em dois patamares.

As primeiras pontes de grandes vãos similares às encontradas atualmente, adotando vigas em treliça, foram executadas nos Estados Unidos. A Ponte do Brooklin, finalizada em 1883 com 486m de vão central, localizada na cidade de Nova Iorque é provavelmente a mais conhecida entre as pioneiras, sendo considerada hoje a primeira ponte suspensa moderna construída no mundo. Algumas outras estruturas foram sendo construídas em seqüência a partir do início do século passado. A Ponte de Manhattan aberta em 1903, com vão central de 448m, e a Ponte de Williamsburg inaugurada em 1909, com vão central de 488m, também foram construídas em Nova Iorque.

A Ponte George Washington, que atravessa o Rio Hudson em Nova Iorque, foi a primeira estrutura com vão central maior que 1000m. Ela foi terminada em 1931 possuindo uma distância entre ancoragens de 1067m. A Ponte São Francisco–Oakland, inaugurada em 1936, atravessa a baía de São Francisco fazendo a ligação entre as cidades de São Francisco e Oakland, na Califórnia. A estrutura é composta por dois segmentos principais conectados a uma ilha central. No lado oeste (Figura 3.1) construiu-se pela primeira vez um trecho formado por um par de pontes suspensas em seqüência com uma ancoragem

central entre elas. As pontes possuem dois níveis de tráfego com cinco faixas em cada patamar e vão principal de 704m.



Figura 3.1: Vão oeste da *San Francisco–Oakland Bay Bridge*

Menos de um ano após a inauguração da Ponte São Francisco–Oakland, foi aberta ao tráfego também em São Francisco a Ponte Golden Gate. A estrutura foi assim batizada porque atravessa o estreito de mesmo nome que liga a baía de São Francisco ao Oceano Pacífico. Na data da inauguração a Golden Gate era a ponte suspensa com maior vão do mundo, 1287m, recorde que durou 27 anos até a construção da Ponte Verrazano–Narrows. A Ponte Verrazano–Narrows, construída na cidade de Nova Iorque, é uma ponte suspensa com dois níveis de tráfego. A estrutura possui um vão central de 1298m, sendo desde sua abertura em 1964 até 1981 a maior ponte suspensa do mundo. Apesar de hoje ser a sétima ponte com maior vão central, ainda permanece em primeiro lugar na lista das pontes norte-americanas. Além destas, outras pontes importantes nos Estados Unidos adotam soluções de vigas em treliça. Pode-se destacar a Ponte Tacoma Narrows que ficou famosa pelo colapso ocorrido em 1940 (reaberta em 1950) e a Ponte Mackinac que possui 1158m de vão livre, construída no estado de Michigan.

Também na Europa, algumas pontes de grandes vãos com vigas treliçadas foram construídas a partir de meados do século passado. A primeira delas, finalizada em 1964 com um vão principal de 1006m, foi a Ponte Forth Road em Edimburgo, capital escocesa.

Na seqüência, a Ponte 25 de Abril, localizada em Lisboa, foi inaugurada em 1966 sendo seu projeto baseado na Ponte Golden Gate de São Francisco. A estrutura possui vão principal com comprimento de 1013m e dois níveis de tráfego: o nível superior apresenta seis faixas destinadas à passagem de veículos nos dois sentidos; o nível inferior serve de passagem a uma linha ferroviária. Na data da sua inauguração, a estrutura passou a ser a quinta maior ponte suspensa do mundo e a maior fora dos Estados Unidos. Passados quarenta anos, ocupa, agora, o 17º lugar, a nível mundial.

A Ponte Oresund, aberta ao tráfego no ano 2000, faz parte da ligação entre a capital dinamarquesa Copenhagen e a cidade sueca de Malmoe passando através do estreito de Oresund. A estrutura é a maior ponte com tráfego combinado rodo-ferroviário da Europa, possuindo 490m de vão principal estaiado (Figura 3.2), um total de 7845m e um fluxo em dois níveis; o superior é designado ao transporte de veículos em quatro faixas enquanto o inferior é destinado a passagem de duas linhas férreas. A distância restante é vencida por uma ilha artificial chamada Ilhota Pimenta (*Peberholm*) com 4055m seguida de um túnel de 4050m até chegar ao lado dinamarquês.



Figura 3.2: Vão principal da Ponte Oresund

Visando facilitar o transporte através do estabelecimento de vias expressas entre duas de suas mais importantes ilhas, Honshu e Shikoku, esforços foram realizados no Japão com o objetivo do desenvolvimento de projetos para a execução de pontes de grandes vãos. Este

sistema de ligação ficou conhecido como Projeto de Pontes Honshu–Shikoku (*Honshu–Shikoku Bridge Project*), tendo início em 1975. Em um período até 1999 várias pontes foram construídas, sendo que a ligação entre as ilhas é feita através de três diferentes rotas: Kobe–Awaji–Naruto, Seto–Chuo e Nishi–Seto.

Grande parte das pontes construídas nestas três rotas adota estruturas com vigas em treliça. A Ponte Akashi–Kaikyo é a ponte suspensa de maior vão do mundo com 1991m de vão principal. Esta estrutura foi construída na rota expressa Kobe–Awaji–Naruto, sendo aberta ao tráfego em 1998. Embora o planejamento inicial fosse estabelecido para esta rota acomodar tráfego tanto rodoviário como ferroviário, algumas considerações econômicas fizeram com que a ponte fosse aberta somente para o transporte de veículos. A Figura 3.3 mostra a Ponte Akashi–Kaikyo.



Figura 3.3: Ponte Akashi-Kaikyo

A outra ponte da rota expressa Kobe–Awaji–Naruto é a ponte suspensa Ohnaruto, que foi finalizada em 1985 e liga a ilha de Awaji à cidade de Naruto. Esta estrutura possui 876m de vão central e da mesma forma da Ponte Akashi–Kaikyo somente acomoda tráfego rodoviário. Para atravessar os 37km da rota Seto–Chuo foram construídas três pontes suspensas e duas estaiadas, todas finalizadas em 1988. Como esta rota foi projetada para acomodar transporte rodoviário e ferroviário, todas as pontes apresentam vigas treliçadas; o nível superior é utilizado para o tráfego de veículos e o inferior para a ferrovia. A partir

da ilha Honshu a primeira delas é a Shimotsui–Seto que é uma ponte suspensa, com 940m de vão principal. Em seguida aparecem as pontes estaiadas Iwakurojima e Hitsuishijima, com 420m de vão principal cada. Por último e mais próximo à ilha Shikoku estão as pontes suspensas Kita Bisan–Seto e Minamai Bisan–Seto que possuem 990m e 1100m de vão central respectivamente, apresentando uma vista lateral semelhante à Ponte São Francisco–Oakland. As Pontes Iwakurojima e Hitsuishijima são mostradas na Figura 3.4. Pode-se também perceber ao fundo a Ponte Shimotsui-Seto.



Figura 3.4: Pontes Iwakurojima e Hitsuishijima

Os 46km da rota Nishi-Seto são ligados por cinco pontes suspensas e quatro pontes estaiadas. Entre elas, somente uma, a Ponte Innoshima possui viga em treliça. Esta estrutura que possui 770m de vão principal e foi concluída em 1983 conecta as cidades de Mukaishima a Innoshima em Hiroshima, sendo a segunda ponte desta rota a partir da ilha Honshu. Além das estruturas que fazem parte destas três rotas entre as ilhas de Honshu e Shikoku, outras importantes pontes no Japão possuem vigas treliçadas. Dentre estas podem ser citadas as pontes suspensas Hirado, Kanmonkyo, Rainbow, Wakato Narrows e a ponte estaiada de Yokohama.

Na América do Sul a ponte suspensa de maior vão é a ponte Angostura que atravessa o rio Orinoco, ligando os estados de Anzoátegui e Bolívar na Venezuela. A estrutura, inaugurada em 1967, adota uma solução de viga em treliça, apresentando 712m de vão

principal e quatro faixas de tráfego. A partir de 2006 iniciaram-se os trabalhos de manutenção visando prolongar a sua vida útil. O término está previsto para o ano de 2008.

No Brasil as pontes com vigas em treliça ainda não são tão comuns como as estruturas de concreto. Alguns fatores contribuem para esta preferência, dos quais os mais importantes são: o baixo custo da mão de obra não especializada utilizada nas construções de concreto, os impostos incidentes nas estruturas metálicas e a formação profissional mais direcionada para aquele tipo de estrutura. Ainda assim, cabe destacar duas pontes suspensas executadas no Brasil que utilizam vigas treliçadas. A ponte pênsil de São Vicente, localizada em São Vicente no estado de São Paulo, foi executada em 1914, tendo sido importada da Alemanha. A estrutura possui um só tramo de 180m entre eixos das torres, com viga de rigidez em treliça metálica simplesmente apoiada com distância entre apoios de 177,6m. Essa viga é dividida em 30 painéis praticamente quadrados com 6m de lado e duas diagonais. A pista de rolamento está encaixada entre as duas vigas de rigidez que distam entre si 6,4m. A Figura 3.5 mostra a ponte de São Vicente.

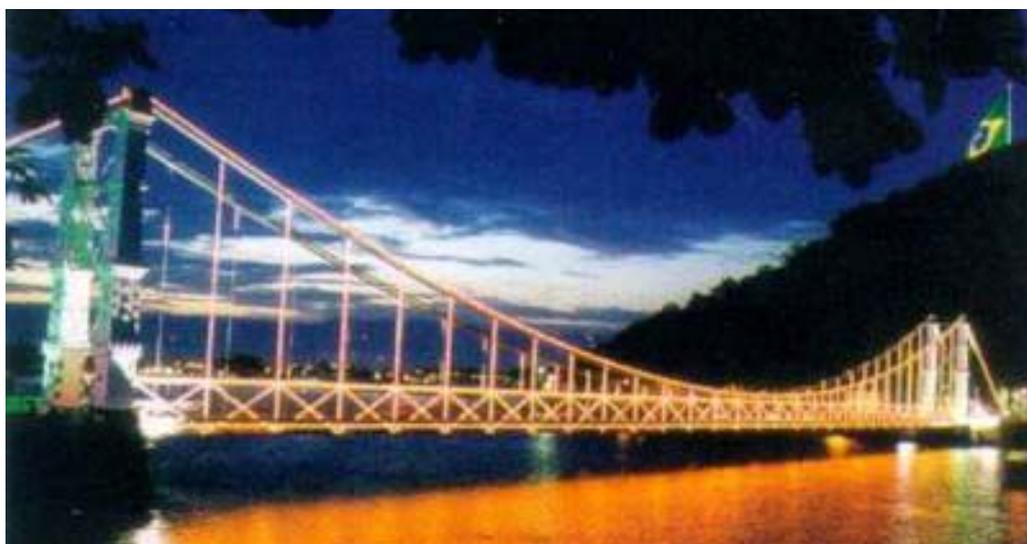


Figura 3.5: Ponte Pênsil de São Vicente

A ponte Hercílio Luz (Figura 3.6) foi inaugurada em maio de 1926 para ligar o continente à ilha de Santa Catarina (ligando a parte continental da capital Florianópolis, com a ilha), sendo ainda hoje a segunda maior ponte pênsil da América do Sul e a maior do Brasil. A estrutura possui um comprimento total de 819,5m, com 259m de viaduto insular, 339,5m

de vão central e 221m de viaduto continental. As duas torres medem 75m a partir do nível do mar, e o vão central tem altura de 43m. A ponte permaneceu aberta ao tráfego até 1982, quando alguns defeitos estruturais foram encontrados.



Figura 3.6: Ponte Hercílio Luz

Podem-se destacar outras duas pontes brasileiras recentemente finalizadas e que utilizam solução estrutural do tipo treliça. A primeira delas é a Ponte rodo-ferroviária sobre o Rio Paraná (Figura 3.7), inaugurada em maio de 1998, que está situada na divisa entre os estados de São Paulo e Mato Grosso do Sul, ligando os municípios de Rubinéia (SP) e Aparecida do Taboado (MS). A estrutura possui 2600m de extensão, com 26 vãos de 100m, sendo composta por quatro trechos contínuos; dois de 700m e outros dois de 600m. A ponte possui utilidade dupla, com a ferrovia correndo no patamar inferior e o tráfego de veículos, em geral utilizando-se de quatro faixas de rolagem existentes, no patamar superior.

A outra é a Ponte ferroviária de Estreito, que possui este nome porque está localizada sobre o Rio Tocantins junto à localidade de Estreito. A jusante de Carolina, no Maranhão, o Rio Tocantins vai se estreitando gradualmente passando de uma largura média de 600m para apenas 130m, com grande aumento de sua profundidade. A pequena vila que se desenvolvia no local tinha justamente por esse motivo o nome de Estreito. A ponte, inaugurada em 2002, possui 1277m de extensão e vão central de 154m (o maior em

estrutura metálica da América Latina), ligando os municípios de Estreito (MA) e Aguiarnópolis (TO). A Figura 3.8 mostra a ponte ferroviária de estreito.



Figura 3.7: Ponte Rodoferroviária sobre o Rio Paraná

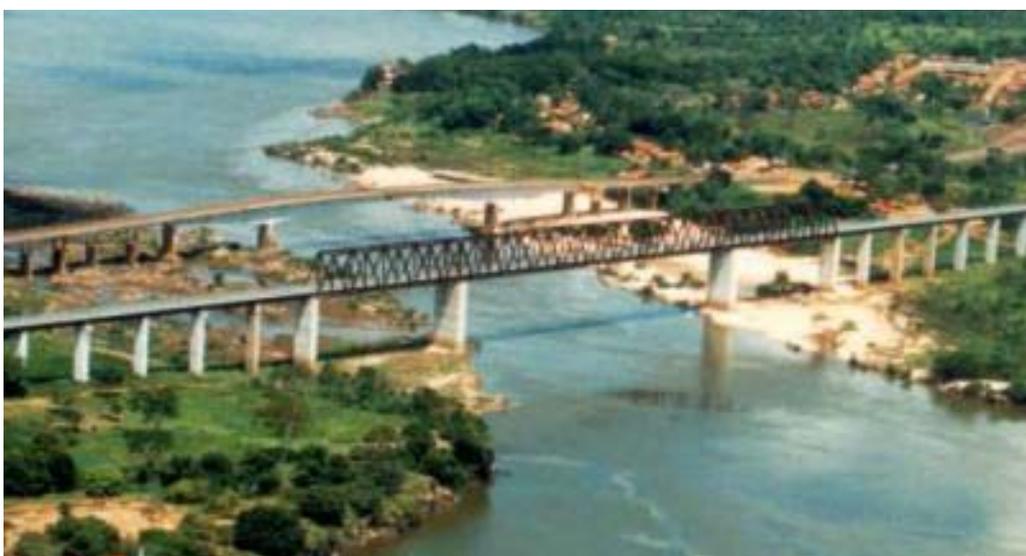


Figura 3.8: Ponte ferroviária de Estreito

3.2 PRINCIPAIS PATOLOGIAS EM PONTES DE AÇO

Assim como outros materiais utilizados para fins estruturais, o aço também está sujeito à ocorrência de processos de deterioração durante a sua vida útil. Desta maneira, para que possa ser estabelecido um programa confiável de inspeção e manutenção periódica em pontes metálicas, torna-se fundamental o correto entendimento das principais patologias responsáveis pelo desencadeamento destes processos, principalmente aqueles associados ao aço.

O conhecimento adequado das diferentes formas possíveis de deterioração é de fundamental importância, pois somente assim as causas do desgaste podem ser avaliadas, assim como a velocidade de sua progressão e as providências que devem ser tomadas. Segundo o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias (2004) os principais fatores responsáveis pela deterioração das pontes de aço são: corrosão, fadiga, sobrecargas excessivas e danos de colisões.

3.2.1. Corrosão

A corrosão é, provavelmente, o principal defeito das pontes de aço; embora na maioria das vezes as perdas da seção dos elementos estruturais sejam causadas pela corrosão, é muito difícil que este processo isoladamente leve uma estrutura ao colapso (Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias, 2004).

O fenômeno de corrosão atmosférica do aço carbono é um processo eletroquímico em que o metal reage com a atmosfera para formar um óxido ou outro composto, análogo ao minério do qual ele se originou. Em certos casos quando a corrosão está em níveis elevados, torna-se impraticável sua remoção, sendo, portanto a prevenção e o controle as melhores formas de evitar o problema. A Figura 3.9 mostra partes da estrutura da Ponte Hercílio Luz. A ausência de manutenção nos trinta anos iniciais teve como consequência a corrosão acentuada e deterioração das torres principais da ponte, que está interditada desde 1982.

Normalmente a proteção contra a corrosão dos aços expostos ao ar é usualmente feita por pintura ou por galvanização. Nas estruturas protegidas por pintura, deve-se tomar cuidado com os procedimentos utilizados para a sua execução como limpeza da superfície, especificação da tinta e sua aplicação. A galvanização é o processo eletrolítico que consiste em revestir superfícies de peças metálicas com outros metais mais nobres, geralmente o zinco. Alternativamente, uma outra maneira de impedir a corrosão pode ser dada através da utilização na estrutura de aços adicionados de alguns elementos de liga capazes de proporcionar um melhor desempenho na resistência à oxidação atmosférica. Em geral, a escolha do sistema de proteção depende de uma série de fatores, citando como um dos principais, o grau de corrosividade do meio.



Figura 3.9: Corrosão na Ponte Hercílio Luz

O fenômeno de corrosão pode acontecer de diferentes formas. Desta maneira, o conhecimento e a caracterização de cada uma delas pode auxiliar no esclarecimento do mecanismo e na aplicação de medidas adequadas para a proteção. Dentre as várias formas que a corrosão pode apresentar algumas delas são: uniforme, galvânica, por lixiviação, erosão, entre outras. Além disto, as principais causas dos diferentes tipos de corrosão em pontes metálicas podem ser ambientais, bacteriológicas e o excesso de tensões de tração.

3.2.2. Fadiga

Fadiga pode ser definida com um dano progressivo, localizado e permanente que ocorre quando o aço é submetido a deformações cíclicas oriundas de carregamentos repetidos que provocam fortes flutuações de tensões, podendo gerar fissuras ou trincas capazes de ocasionar a ruptura frágil do elemento estrutural. Em pontes de aço, este comportamento pode ser causado por carregamentos com grandes variações de amplitude, pela alta frequência de caminhões pesados, pelo tipo de detalhamento das conexões, entre outros. Desta forma, torna-se extremamente importante identificar estas fissuras tão logo elas apareçam.

Um exemplo de colapso provocado por fadiga em pontes foi o ocorrido com a Ponte Prata (*Silver Bridge*) em 1967 nos Estados Unidos. A ponte apresentava vão central com mais de 130m, sendo suspensa por correntes ligadas por pinos no lugar de cabos. Um dos elos de corrente se rompeu por clivagem devido ao clima frio e sobrecarga, causando a ruptura dúctil de um dos pinos. Com a ruptura de uma das correntes, toda a estrutura colapsou, causando a morte de 46 pessoas. A ruptura foi causada por micro-trincas que cresceram por fadiga e corrosão combinados.

3.2.3. Sobrecargas Excessivas

As sobrecargas excessivas ocorrem quando se permite a utilização da ponte para cargas substancialmente maiores que as de cálculo. Deformações plásticas em estruturas de aço causadas por sobrecargas excessivas podem ser observadas em elementos estruturais submetidos à tração ou a compressão; nos elementos submetidos à tração, as deformações se manifestam através de alongamentos das barras com simultânea redução da seção transversal e, nos elementos submetidos a compressão, através da flambagem da peça. Convém observar que a deformação excessiva pode evoluir até a ruptura do elemento estrutural e da própria obra.

3.2.4. Danos de Colisões

Se existir elementos estruturais que não estejam totalmente protegidos contra choques de veículos eles estarão sujeitos a danos desta natureza; embora estes danos sejam facilmente identificáveis, eles somente poderão ser adequadamente avaliados após a remoção de eventuais detritos que impeçam um exame mais cauteloso do aço.

3.3 INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES AMBIENTAIS NAS PROPRIEDADES DINÂMICAS DE ESTRUTURAS

3.3.1. Motivação

A primeira etapa em um procedimento de detecção de dano em estruturas baseado na avaliação periódica do sinal de vibração é a determinação de suas propriedades espectrais. Entretanto, grande parte das análises feitas até o momento é realizada em estudos de laboratório sob condições climáticas e ambientais constantes, diferente das situações reais em que as estruturas são submetidas permanentemente a alterações de temperatura, umidade ou radiação solar. Nestas situações as variações das frequências naturais provocadas por fatores ambientais podem ser da mesma ordem ou superiores aquelas causadas pelo dano, devendo, portanto, serem filtradas dos dados experimentais.

Simplesmente calcular a média dos parâmetros modais, determinados através técnicas de identificação de sistemas, através de um extenso período de tempo pode não ser uma alternativa efetiva, pois pela influência dos fatores ambientais as características dinâmicas podem permanecer abaixo ou acima dos seus valores médios em um determinado intervalo, ou seja, os dados podem ser altamente correlacionados. Dessa forma, caso estas variações não sejam consideradas nos estudos de detecção de dano, diagnósticos falso-positivos ou falso-negativos podem acontecer tornando o procedimento de avaliação da integridade não confiável.

Diante deste quadro, existe um crescente interesse no estudo da variabilidade dos parâmetros modais provocada por alterações nas condições ambientais. Uma das formas de abordar esse problema envolve avaliar a correlação entre as características modais (principalmente frequências) e a correspondente condição ambiental (temperatura). Assim, pode ser atribuído um determinado estado de referência da estrutura a fim de parametrizar diferentes condições ambientais e operacionais.

Um número limitado de trabalhos investigando a influência das condições ambientais nas frequências modais em estruturas de aço através de medições de campo e testes dinâmicos pode ser encontrado na literatura. A maioria destas investigações sugere que a temperatura é o fator ambiental que mais afeta as propriedades espectrais em pontes, mostrando evidências desta relação.

Alampalli (1998) e Alampalli (2000) estudaram os efeitos da temperatura nas frequências modais medidas em três pontes metálicas, incluindo: (1) um modelo em escala reduzida de 1/6 de uma ponte rodoviária, (2) um ponte rodoviária abandonada em estado danificado, (3) uma ponte rodoviária em serviço. A ponte abandonada e a ponte em escala reduzida foram testadas nas condições intactas e danificadas, ao contrário da ponte em serviço que somente foi testada na sua condição íntegra. A primeira estrutura é um modelo em escala reduzida, representando uma estrutura de cinco vãos simples com vigas de aço, suportando uma laje de concreto armado. Durante um período de um ano (1992 – 1993) foram realizados 18 testes de impacto, mostrando que as variações nas frequências modais devidas ao dano foram superiores das aquelas induzidas por oscilações na temperatura (15°C – 28°C). A ponte abandonada foi construída em 1930 e fechada para o serviço em 1988. A sua estrutura possui duas vigas principais de aço que suportam vigas transversais também de aço e uma laje de concreto. Os dez testes de impacto que foram conduzidos durante o período de um ano (1992 – 1993) serviram de base para a análise dos efeitos das condições ambientais para condições acima e abaixo do congelamento. Comparação entre as frequências do estado íntegro e danificado, para o caso com temperatura acima do congelamento (4°C – 27°C), mostraram que a variabilidade destes valores para o caso com dano é sempre superior àquelas induzidas por oscilações na temperatura. Além disso, os testes indicaram uma tendência; um aumento na temperatura leva a uma diminuição nas frequências naturais. Em contrapartida, comparação entre as frequências para a situação

com temperaturas abaixo do limite de congelamento sugere que a rigidez da estrutura aumentou significativamente porque houve um acréscimo das frequências naturais. O autor cita que o congelamento dos apoios é a provável causa para tal situação.

Farrar *et al.* (1997) e Cornwell *et al.* (1999) analisaram a variabilidade das propriedades modais induzida por diferentes fatores ambientais na Ponte Alamosa Canyon. A estrutura, que está situada no estado do Novo México (EUA), possui sete vãos independentes consistindo de uma laje de concreto suportada por seis vigas de aço. O trabalho mostrou que a primeira frequência da estrutura varia aproximadamente 5% durante um período de 24 horas. Baseado nestes resultados, Sohn *et al.* (1999) propõem um modelo para discriminar alterações nas frequências modais devidas ao dano daquelas causadas por fatores ambientais (temperatura). Os autores sugerem que para controlar outros fatores ambientais assim como para monitoramentos em períodos grandes, testes devem ser realizados em diferentes estações do ano como também para diversas horas do dia.

Ni *et al.* (2005) avaliaram os efeitos da temperatura nas primeiras dez frequências naturais da ponte estaiada Ting Kau, localizada em Hong Kong. Após o término de sua construção, um sofisticado sistema de monitoramento chamado WASHMS (*Wind and Structural Health Monitoring System*) foi desenvolvido e instalado especialmente para acompanhar o seu desempenho em serviço. Como parte de tal projeto, sensores de temperatura foram instalados em diferentes partes da ponte para medir a temperatura: nas vigas de aço, dentro do tabuleiro de concreto, nas torres, no asfalto e a temperatura do ar. Da mesma forma, acelerômetros foram posicionados no tabuleiro dos dois vãos centrais, nos dois vãos laterais, nos cabos, no topo das três torres e na base da torre central para monitorar a excitação sísmica e a resposta dinâmica da ponte. Um total de 770 horas de dados foi selecionado, durante um período de seis meses no ano de 1999, a partir dos acelerômetros e dos sensores de temperatura para avaliar a influência da variabilidade deste fator nas frequências modais da estrutura. Para cada uma das cinco categorias de temperatura, quatro sensores foram escolhidos após análise de sensibilidade e correlação entre todos os sensores de temperatura. Observou-se que a variação na temperatura medida (3°C – 54°C) provocou oscilações nas frequências que ficaram entre 0,20% e 1,52% para os primeiros dez modos. Os autores salientam que este efeito pode esconder as alterações nas frequências provocadas pelo dano, e, portanto devem ser conhecidos e entendidos antes

que qualquer conclusão sobre a integridade da estrutura possa ser tomada. Os resultados mostraram que, para todos os modos analisados, uma queda nas frequências modais é observada com um aumento de temperatura. A técnica de Máquinas de Vetores Suporte (*Support Vector Machine* - SVM) foi aplicada para estabelecer modelos de regressão a fim de quantificar os efeitos da variação de temperatura nas frequências naturais. A abordagem SVM representa um procedimento de aprendizado não-paramétrico, que tem como idéia básica encontrar o hiperplano com a máxima distância Euclidiana do conjunto de treinamento. Os resultados encontrados com os modelos SVM mostraram boa capacidade para reprodução e previsão dos valores medidos.

Macdonald and Daniell (2005) descreveram e apresentaram os resultados do monitoramento durante a construção do primeiro balanço da segunda ponte sobre o estuário de Severn (*Second Severn Crossing* - SSC). A estrutura é uma ponte estaiada que faz parte da ligação entre a Inglaterra e o País de Gales e foi construída durante um período de quatro anos (1992 – 1996). O seu tabuleiro de concreto armado é suportado por duas vigas longitudinais de aço e treliças metálicas transversais igualmente espaçadas. Conforme os autores, uma vantagem de monitorar a estrutura na sua etapa construtiva relaciona-se ao fato de que as cargas ambientais são essencialmente devidas ao vento e a temperatura. Além disso, as variações nas ações devidas a gravidade foram baixas, pois além do tráfego não estar aberto, as atividades construtivas estavam limitadas ao outro balanço que estava sendo executado no momento dos ensaios. Os parâmetros modais foram estimados no domínio da frequência somente a partir do sinal de resposta da estrutura dado em termos de acelerações. Uma análise do comportamento da frequência causada pela variabilidade da temperatura (11°C – 19°C) foi realizada, entretanto nenhuma tendência foi verificada. Os autores citam que a pequena gama de temperaturas analisadas é a principal responsável por esta conclusão. Ainda segundo eles, outros estudos com faixas de temperaturas mais amplas devem ser realizados para que possam ser estabelecidas relações confiáveis entre variação de temperatura e frequência.

Ao contrário das frequências naturais, alguns trabalhos realizados recentemente como os de Peeters (2001), Ni *et al.* (2005) e Xia (2005) têm mostrado que as variações nos modos de vibração são causadas principalmente por imprecisões experimentais, portanto não

existe uma correlação definida entre as oscilações na temperatura e variabilidade das formas modais.

A partir desta exposição torna-se claro que estudos de detecção de dano devem ser precedidos de uma análise minuciosa que vise investigar a influência da variação da temperatura nas frequências modais da estrutura em questão. De forma geral, resultados de estruturas parecidas expostas a condições climáticas semelhantes podem oferecer uma boa base para o desenvolvimento de estudos em estruturas recém construídas ou com sistemas recém implantados, entretanto acredita-se que resultados mais confiáveis são obtidos após um estudo inicial desta correlação para a estrutura a ser analisada. Além disso, é altamente desejável que este primeiro período cubra pelo menos um ciclo completo das variações das condições ambientais.

Devido à dificuldade de se estabelecer um modelo que descreva fisicamente o comportamento da relação entre frequência e temperatura, tem-se procurado soluções que utilizem dados experimentais como procedimentos alternativos. Trabalhos como os de Sohn *et al.* (1999) e Peeters (2001) estudam o comportamento da inércia termal na modelagem dos fatores ambientais: nestes casos a frequência em um determinado instante não está somente relacionada com a temperatura neste mesmo momento, mas sim com esta e com a temperatura do instante anterior. A idéia é fazer o modelo representar os processos de aquecimento e resfriamento para tentar reproduzir o processo de forma mais completa. Esta abordagem apresenta algumas dificuldades de caráter prático visto que as medições em sistemas de monitoramento nem sempre são contínuas e em intervalos de tempo constantes. Além disso, os modelos estudados nestes trabalhos apresentam dificuldade de simular precisamente esta correlação para casos em que a dependência das frequências naturais for altamente não linear.

Uma opção para a representação da relação entre temperatura e frequência pode ser estabelecida através da utilização de redes neurais artificiais. Tal interesse justifica-se porque estes algoritmos podem ser entendidos como aproximadores universais de funções. A idéia principal é utilizar os valores determinados nos ensaios como entrada e saída de uma rede. Desta forma ela pode ser treinada a fim de responder de forma similar ao sistema real, de acordo com as variáveis escolhidas. Além disto, podem-se fazer previsões com padrões que não foram previamente treinados, ou em outras palavras, a rede neural

estaria atuando como um modelo de previsão do problema. A seguir apresentam-se de forma resumida as principais características das redes neurais artificiais e sua ligação com o problema em estudo.

3.3.2. Redes Neurais Artificiais

Introdução

Redes Neurais Artificiais (RNA) são definidas como uma representação computacional de um sistema de processamento de informação com desempenho e características semelhantes às redes neurais biológicas, utilizando um grande número de elementos básicos interconectados, chamados neurônios artificiais. Pode-se dizer que as redes neurais artificiais consistem em um modo de abordar a solução de problemas característicos da inteligência artificial (IA).

O principal objetivo da inteligência artificial compreende o desenvolvimento de métodos capazes de resolver problemas que normalmente exigiriam a inteligência humana. A fim de justificar a associação de um computador ao cérebro humano dois paradigmas surgiram na inteligência artificial: o simbólico e o conexionista.

A inteligência artificial simbólica (IAS) defende que o comportamento inteligente global deva ser simulado sem considerar os mecanismos responsáveis por este comportamento, colocando que a solução de problemas pode ser obtida através de um processo algorítmico. Alguns frutos gerados pela IAS são o jogo de xadrez pelo computador, os programas de matemática simbólica, entre outros. Na inteligência artificial conexionista (IAC) em lugar de tentar programar um computador digital de modo a fazê-lo imitar um comportamento inteligente, procura-se construir um computador que tenha circuitos (modelando os circuitos cerebrais) capazes de aprender e guardar o conhecimento, de maneira a utilizá-lo e manipulá-lo, fazendo associações a fim de responder a situações não previstas. Uma forma capaz de conduzir esse processo (aprendizado, generalização e adaptação) é através das redes neurais artificiais.

Para entender corretamente o funcionamento das redes neurais artificiais antes é preciso entender o neurônio biológico (Figura 3.10) e seu comportamento. O neurônio biológico é uma célula que constitui a unidade básica da estrutura do cérebro e do sistema nervoso, possuindo um corpo celular chamado soma onde os impulsos nervosos são processados. As ramificações conhecidas como dendritos, são responsáveis por receber os estímulos nervosos vindos de outros neurônios. Existe também uma ramificação, geralmente única, chamada axônio, que transmite o estímulo gerado pelo neurônio aos demais que se relacionam com ele. O axônio termina em um tipo de contato chamado sinapse, que o conecta com o dendrito de outra soma, sendo ela a responsável pela liberação das substâncias químicas conhecidas como neurotransmissores.

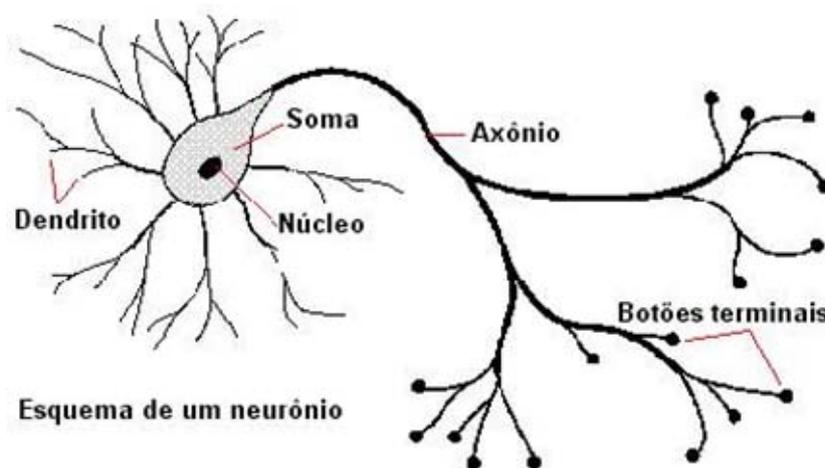


Figura 3.10: Neurônio biológico

Os neurônios recebem continuamente impulsos nas sinapses dos seus dendritos vindos de milhares de outras células. Os impulsos geram ondas de corrente elétrica através do corpo celular até uma zona chamada de zona de disparo, no começo do axônio, sendo aí que as correntes atravessam a membrana celular para o espaço extracelular e que a diferença de voltagem que se forma na membrana determina se o neurônio dispara ou não.

O processo de aprendizado ocorre quando acontecem sucessivas e efetivas modificações nas sinapses que interconectam o neurônio, em função da maior ou menor liberação de neurotransmissores. Conforme novos eventos são apresentados, determinadas ligações entre neurônios são reforçadas enquanto outras são enfraquecidas. Este ajustamento que se

processa nas ligações entre os neurônios durante o processo de aprendizado é uma das mais importantes características das redes neurais artificiais.

Histórico

O primeiro modelo artificial de um neurônio biológico foi apresentado por McCulloch e Pitts (1943), constituindo a base do funcionamento das redes neurais artificiais. Neste trabalho os autores interpretaram o funcionamento do neurônio, chamado de neurônio booleano, como sendo um circuito binário. Dando prosseguimento a estas idéias, Rosenblatt (1958) criou uma rede de múltiplos neurônios do tipo discriminadores lineares, chamando esta rede de perceptron. Um perceptron é uma rede com neurônios dispostos em várias camadas, que possuem nomes diferentes de acordo com as suas posições: a primeira é a camada de entrada que recebe as informações a serem processadas, a segunda recebe impulsos da primeira através de conexões cuja eficiência de transmissão (peso) é ajustável e, por sua vez, envia saídas para a terceira camada (resposta) que devolve as informações já processadas pela rede.

Na mesma época em que Rosenblatt (1958) trabalhava no perceptron, Widrow e Hoff (1960) desenvolveram de forma independente um modelo neural linear muito simples denominado Adaline e mais tarde a sua generalização multidimensional, o Madaline. Apesar de aplicações restritas devidas à sua simplicidade, a real contribuição do trabalho de Widrow e Hoff (1960) foi a invenção de um princípio de treinamento extremamente poderoso para as redes adalines conhecido como regra delta, que posteriormente foi generalizado para redes com modelos neurais mais elaborados.

A dificuldade de representar funções não - linearmente separáveis apontada por Minsky e Papert (1969) levou ao desencantamento da comunidade científica em relação às redes neurais artificiais. Entretanto, o ressurgimento efetivo do interesse é geralmente associado à publicação do trabalho de Rumelhart *et al.* (1986) que apresentaram o algoritmo de retropropagação (*backpropagation*). Basicamente este algoritmo representa a regra delta aplicada em redes neurais multicamadas. A partir desta idéia as limitações anteriormente apontadas por Minsky e Papert (1969) foram superadas.

A partir do início da década de 90 pesquisadores de diferentes áreas começaram a demonstrar interesse com as possibilidades de aplicação das redes neurais artificiais, especialmente considerando a rede perceptron multicamadas (*multilayer perceptron* - MLP). A justificativa para este entusiasmo pode ser atribuída à obtenção de demonstrações da capacidade de aproximação universal de funções do MLP. Alguns trabalhos publicados, como os Cybenko (1989) e Hornik (1993), demonstraram ser possível aproximar qualquer mapeamento contínuo definido em uma região compacta do espaço de aproximação.

Funcionamento da Rede Perceptron Multicamadas com algoritmo de Retropropagação

Uma rede perceptron multicamadas é caracterizada por um arranjo de elementos conectados entre si que passam informações para as camadas posteriores. Com referência a Figura 3.11, denomina-se de $u_{i,j}$ as saídas de cada j -ésimo neurônio na i -ésima camada. Os pesos atribuídos às entradas/saídas são representados por $w_{i,j,k}$, em que novamente j representa o neurônio, i representa a camada e o índice definido como k ilustra o número de variáveis de entrada no neurônio obtidas da saída da camada anterior.

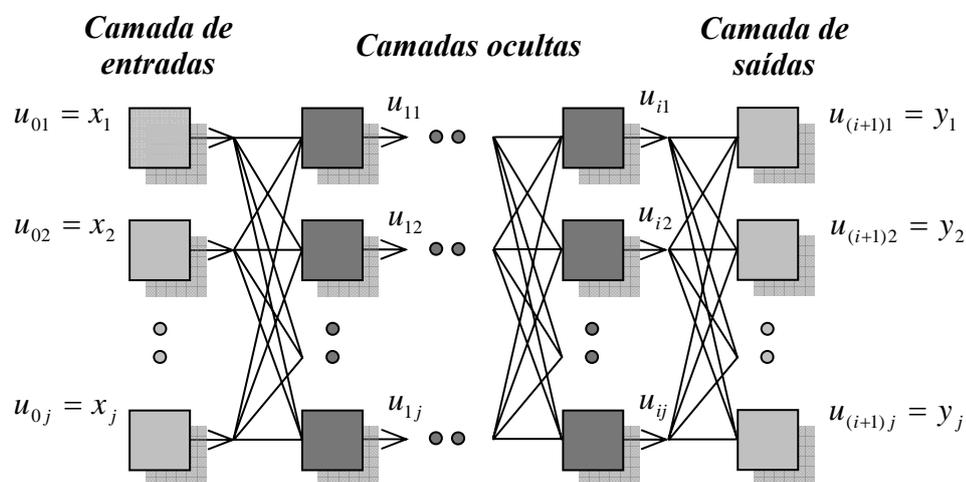


Figura 3.11: Arquitetura de uma rede neural

Para um determinado neurônio j em uma camada i , os valores recebidos das camadas anteriores são multiplicados pelos pesos sinápticos $w_{i,j,k}$. O somatório destes produtos avaliado pela função de ativação $\phi(\cdot)$ fornece o valor da saída do determinado elemento:

$$u_{i,j} = \phi \left(\sum_{k=1}^k w_{i,j,k} x_k \right) \quad (3.1)$$

A função de ativação pode eventualmente ser a função degrau unitário ou sinal, mas usualmente esta função toma a forma de uma função logística que é definida por:

$$\phi(v) = \frac{1}{1 + e^{-v}} \quad (3.2)$$

e apresenta derivada dada por:

$$\phi'(v) = \phi(v)(1 - \phi(v)) \quad (3.3)$$

Ou uma tangente hiperbólica dada pela equação:

$$\phi(v) = \tanh(v) = \frac{1 - e^{-2v}}{1 + e^{-2v}} \quad (3.4)$$

apresentando derivada dada por:

$$\phi'(v) = 1 - \phi(v)^2 \quad (3.5)$$

Após ter a sua configuração estabelecida, a rede deve ser treinada. Este processo de treinamento ou aprendizado é desenvolvido visando encontrar os coeficientes ou pesos que propiciem o melhor ajuste entre a função de mapeamento e os dados, que consistem dos exemplos da função desejada. O número de dados de entrada e amostras, o número de nós nas camadas intermediárias, o número de camadas intermediárias e a complexidade do problema em questão interferem no aprendizado da rede. Normalmente para abordagens utilizando redes neurais artificiais utiliza-se somente uma camada oculta.

Durante o treinamento com o algoritmo de retropropagação, a rede opera em uma seqüência de dois passos. Primeiro, um padrão é apresentado à camada de entrada da rede. A atividade resultante flui através da rede, camada por camada, até que a resposta seja produzida pela camada de saída. No segundo passo, a saída obtida é comparada à saída desejada para esse padrão particular. Se esta não estiver correta, o erro é calculado. O erro

é propagado a partir da camada de saída até a camada de entrada, e os pesos das conexões das unidades das camadas internas vão sendo modificados conforme ele é retropropagado.

Este cálculo dos pesos das conexões é feito pela regra delta generalizada, que pode ser vista como a solução de um problema de otimização onde se deseja minimizar o erro médio quadrático entre a resposta da rede neural e o valor desejado da mesma para um dado conjunto de exemplos constituintes de uma amostra de treinamento. Neste caso a regra delta recebe o nome de “generalizada”, pois pode funcionar para qualquer função de ativação. O erro quadrático da rede em relação ao conjunto de treinamento é dado por:

$$E(W) = \sum_{l=1}^L \|y_l - y_l^d\|^2 = \sum_{l=1}^L \sum_{j=1}^J (y_{j,l} - y_{j,l}^d)^2 \quad (3.6)$$

onde L é o número de exemplos do conjunto de treinamento, y_l^d é a saída desejada para o l -ésimo exemplo, y_l é a l -ésima saída atual para o l -ésimo exemplo, j é o j -ésimo neurônio na camada de saída e J é o número total de neurônios na camada de saída. A atualização é dada por:

$$w(k+1) = w(k) + \eta \Delta w(k) \quad (3.7)$$

onde η é a taxa de aprendizagem e $\Delta w(k) = \frac{\partial E}{\partial w(k)}$ é a derivada do erro médio quadrático com relação aos valores atuais dos pesos sinápticos. Utilizando esses novos valores de pesos, a idéia do método é repetir o processo iterativamente, até o que os valores dos pesos se aproximem do ponto mais baixo na superfície de erro.

Após o processo de treinamento ser finalizado, é fundamental que a rede construída apresente boa capacidade de generalização. A generalização está associada à capacidade da rede em aprender através de um conjunto reduzido de exemplos, e posteriormente, dar respostas coerentes a dados não apresentados à rede. Uma rede neural com uma boa habilidade de generalização produzirá um mapeamento de entrada-saída correto, mesmo quando a entrada for diferente dos exemplos usados para o seu treinamento.

Alguns cuidados devem ser tomados para que a rede apresente uma boa capacidade de generalização. Primeiramente deve ser evitado que o processo de aprendizado seja

realizado com um conjunto de treinamento excessivamente grande, pois a rede pode acabar memorizando estes dados, prejudicando assim a sua habilidade de generalização. Este fenômeno é conhecido como excesso de ajuste ou excesso de treinamento.

A arquitetura da rede também deve ser formulada com atenção, especialmente para a determinação do número de neurônios nas camadas ocultas. Enquanto que os neurônios da camada de saída e da camada de entrada estão ligados diretamente ao problema em análise, os elementos das camadas ocultas não estão. Desta maneira, uma vez definida a topologia inicial, a estrutura final mais adequada para a modelagem é geralmente obtida através da comparação do desempenho entre diferentes configurações adotadas.

Finalmente, deve-se tentar evitar que ocorra o fenômeno conhecido como sobre-ajuste (*overfitting*). Conforme a rede é treinada, ela passa em algum ponto por uma configuração que fornece a melhor generalização; depois disto, o que a rede aprende é o chamado sobre-ajuste. Assim, se for possível determinar esse ponto, pode-se parar o treinamento antes que tal fenômeno ocorra e utilizar a configuração da rede que melhor generaliza. Como não é possível determinar quando parar o treinamento simplesmente observando o seu erro uma vez que este sempre decresce, uma forma de se evitar o sobre-ajuste é estimar o erro de generalização durante o processo de treinamento. Para isso, o conjunto de dados é dividido em um conjunto de treinamento e um conjunto de validação. O conjunto de treinamento deve ser utilizado na modificação dos pesos, ao passo que o conjunto de validação deve ser utilizado para estimar a capacidade de generalização da rede durante o processo de aprendizagem.

Vantagens na Utilização de Redes Neurais Artificiais

A justificativa pela utilização de redes neurais artificiais é motivada por algumas de suas principais características. Um benefício de seu uso está relacionado à sua capacidade de adaptação e aprendizagem. A habilidade de adaptação e aprendizagem pelo ambiente representa que redes neurais podem lidar com dados imprecisos e situações não totalmente definidas. Uma rede treinada com os devidos cuidados tem a capacidade de generalizar quando lhe é apresentada entradas que não estão presentes em dados previamente conhecidos por ela.

Além disto, como um modelo de rede neural artificial possui muitos elementos conectados apresentando pesos com capacidade de adaptação que podem ser arranjados em uma estrutura paralela, a falha de alguns destes neurônios geralmente não gera efeitos significativos para o desempenho do sistema, isto é, pode-se dizer que a rede possui tolerância à falhas. Uma outra propriedade importante das redes neurais reside em sua habilidade de aproximar qualquer função contínua não linear, mesmo para situações com várias entradas e saídas.

As redes neurais artificiais também podem ser utilizadas para a representação de sistemas dinâmicos. Estes sistemas são definidos como aqueles cuja saída em um determinado instante depende dos valores de entrada e saída passados. Ao contrário dos sistemas estáticos, os sistemas dinâmicos são descritos por equações diferenciais para o caso de sistemas contínuos ou por equações de diferença para o caso discreto. Muitos problemas importantes em engenharia são representados por sistemas dinâmicos.

3.4 RESUMO

Este capítulo abordou alguns aspectos gerais importantes em estudos de detecção de dano em estruturas a partir da obtenção periódica de seu registro de vibração. Inicialmente apresentou-se uma breve visão histórica sobre o desenvolvimento das pontes treliçadas desde as estruturas tradicionais até as mais modernas construídas recentemente.

Logo em seguida as principais patologias responsáveis pela deterioração das pontes metálicas foram abordadas e discutidas. Na terceira e última parte do capítulo discutiu-se um tema que vem despertando interesse nos estudos de avaliação estrutural: a influência da temperatura na determinação das frequências naturais da estrutura e a importância deste efeito na condução de estudos de detecção de dano.

Neste contexto, foi mostrado que uma opção alternativa para a representação da relação entre temperatura e frequência pode ser estabelecida através da utilização de redes neurais artificiais. Este interesse é justificado devido à reconhecida capacidade destes algoritmos em problemas de aproximação de funções. Finalmente, alguns pontos históricos assim

como algumas características principais sobre o funcionamento das redes neurais foram apresentados.

4 IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICA DE SISTEMAS

Este capítulo aborda os principais conceitos de sistemas lineares e identificação de sistemas, que consiste no primeiro passo em um procedimento de monitoramento da integridade estrutural. Inicialmente algumas representações de sistemas lineares sob o enfoque da mecânica vibratória são apresentadas. Estes modelos servem de base para a descrição, na segunda parte do capítulo, de dois algoritmos e três variantes do Método de Identificação Estocástica de Subespaço (SSI). Formulado no espaço de estado, este método permite a determinação das características modais diretamente a partir dos dados de resposta da estrutura, sem a necessidade do prévio cálculo das covariâncias ou dos parâmetros de Markov do sistema.

4.1 INTRODUÇÃO

O primeiro obstáculo encontrado no processo de avaliação da integridade estrutural consiste na determinação dos parâmetros modais da estrutura. Desta forma, nessa etapa do procedimento a área de identificação de sistemas desempenha o papel principal.

Como abordado no capítulo anterior, para a determinação dos parâmetros modais da estrutura, os sinais de excitação e resposta ou somente resposta obtidos a partir da realização de ensaios dinâmicos, devem ser processados e então transformados nas frequências, amortecimentos e formas modais. Os casos em que a estrutura é excitada por um carregamento não mensurado e somente medições de resposta são disponíveis têm sido referidos como identificação estocástica de sistemas. Nestas situações se admite que a excitação seja a realização de um processo estocástico estacionário do tipo ruído branco.

No próximo item, introduz-se o conceito de sistemas lineares sob o enfoque da mecânica vibratória. A idéia é ilustrar as principais definições permitindo uma abordagem mais clara do procedimento de identificação de sistemas, tratado na segunda parte do capítulo.

4.2 SISTEMAS LINEARES

Um modelo matemático de um determinado sistema real é definido como um conjunto de equações utilizadas para responder algumas das características de tal sistema sem a realização de experimentações, podendo-se através deste modelo ser realizados cálculos de como o sistema comporta-se sob certas condições operacionais. Em geral, a dinâmica do sistema é escrita em termos de equações diferenciais, obtidas a partir das leis físicas que governam o problema, como as leis de Newton para sistemas mecânicos. Entretanto a validade, ou concordância, dos resultados de simulação depende sensivelmente da qualidade deste modelo matemático do sistema. Na literatura é padrão adotar simplesmente o nome de sistema ao modelo matemático adotado para um sistema físico.

Uma das características mais importantes em sistemas é a suposição que ele comporta-se de uma forma aproximadamente linear. Tal suposição é normalmente verificada observando o comportamento de um sistema em uma determinada faixa limite de operação. Matematicamente se diz que o sistema é linear se satisfaz o princípio da superposição, qual seja: (a) a resposta a uma combinação linear de excitações é a mesma para uma combinação linear das respostas àquelas excitações individuais, (b) a resposta a uma excitação multiplicada por uma constante é igual à dita constante multiplicada pela resposta da mesma excitação.

Além da linearidade, outras quatro considerações são importantes de serem salientadas sob o enfoque da mecânica vibratória para o estudo e classificação dos sistemas. Primeiramente, chama-se um sistema de invariante no tempo (SLIT) quando a dinâmica que está regulando sua evolução temporal é constante. Em outras palavras, se for aplicada uma excitação para um determinado estado inicial, a resposta será sempre a mesma, não importando em que instante ela for aplicada. Além disto, costuma-se classificar um sistema como sendo de parâmetros concentrados quando as variáveis de interesse variam apenas

com o tempo e não com o espaço. Com esta consideração o sistema deixa de ser abordado por equações diferenciais parciais passando a ser tratado por equações diferenciais ordinárias. Outra classificação importante diz respeito ao número de entradas e saídas que o sistema apresenta, podendo ser classificado como: SISO (entrada simples saída simples), MIMO (entrada múltipla saída múltipla), SIMO (entrada simples saída múltipla) ou MISO (entrada múltipla saída simples). Por último, um sistema pode ser contínuo ou discreto. Enquanto sistemas contínuos são descritos por equações diferenciais, sistemas discretos são tratados por equações a diferenças.

Nesse contexto, os sistemas lineares invariáveis no tempo, a parâmetros concentrados, com amortecimento viscoso são de particular interesse na dinâmica estrutural, sendo que outras representações podem ser desenvolvidas a partir dessa solução. A equação (4.1) apresenta a equação diferencial ordinária com coeficientes constantes, chamada de equação do movimento, que representa o modelo matemático utilizado para representar o problema vibratório, de uma estrutura com n_2 graus de liberdade.

$$\mathbf{M}\ddot{\vec{v}}(t) + \mathbf{C}_2\dot{\vec{v}}(t) + \mathbf{K}\vec{v}(t) = \vec{p}(t) \quad (4.1)$$

Onde:

$\vec{v}(t)$ - Vetor de deslocamento $\in \mathbb{R}^{n_2}$

$\dot{\vec{v}}(t)$ - Vetor de velocidade $\in \mathbb{R}^{n_2}$

$\ddot{\vec{v}}(t)$ - Vetor de aceleração $\in \mathbb{R}^{n_2}$

\mathbf{M} - Matriz de massa $\in \mathbb{R}^{n_2 \times n_2}$

\mathbf{C}_2 - Matriz de amortecimento $\in \mathbb{R}^{n_2 \times n_2}$

\mathbf{K} - Matriz de rigidez $\in \mathbb{R}^{n_2 \times n_2}$

$\vec{p}(t)$ - Vetor de força $\in \mathbb{R}^{n_2}$

Esta equação pode ser determinada através da aproximação por elementos finitos de um sistema com n_2 graus de liberdade. Inicialmente a estrutura é dividida em elementos e, a partir de sua geometria e das propriedades do material as matrizes de massa e rigidez global são obtidas. Devido à impossibilidade na determinação das constantes do material que governam o amortecimento da estrutura, não é possível obter a matriz de

amortecimento utilizando o mesmo procedimento para a obtenção das matrizes de massa e rigidez. Uma maneira simples e eficiente para a construção da matriz C_2 é através da consideração do amortecimento proporcional ou amortecimento de Rayleigh. Neste caso o amortecimento pode ser dado como uma combinação linear das matrizes M e K , representando que o amortecimento é distribuído na estrutura de forma similar a massa e a rigidez. Entretanto esta premissa não é válida quando amortecedores são posicionados em pontos específicos da estrutura. Nestas situações os autovetores do sistema não amortecido são diferentes dos autovetores do sistema com amortecimento não-proporcional, sendo necessário para a solução do problema a reformulação da equação de segunda ordem (4.1) para uma equação diferencial de primeira ordem.

Apesar de não ser exato, um modelo em elementos finitos resulta em uma boa representação do comportamento da estrutura. Entretanto, esta modelagem apresenta alguns inconvenientes quando os dados são obtidos experimentalmente: primeiramente não é possível a determinação experimental de todos os deslocamentos ou rotações nodais da estrutura, em segundo lugar os dados experimentais são sempre discretos e finalmente sempre existirá algum tipo de ruído presente, alterando o sinal de resposta da estrutura.

Há diversas maneiras de se representar sistemas lineares invariantes no tempo, ou seja, existem várias formas em que as equações que descrevem o comportamento do sistema podem ser escritas. Algumas formas importantes de se representar os sistemas lineares são através da função de resposta ao impulso, função de transferência, função de resposta em frequência e a representação no espaço de estado, como é mostrado a seguir.

4.2.1. Função de Resposta ao Impulso

A resposta ao impulso é dada pela superposição de respostas ao impulso individuais (Figura 4.1), podendo assim ser aplicada somente ao estudo de sistemas lineares. De forma geral, a resposta de um sistema de um grau de liberdade é dada pela integral de convolução dada na equação (4.2) abaixo:

$$v(t) = \int_{-\infty}^t p(\tau)h(t-\tau)d\tau \quad (4.2)$$

A função de resposta ao impulso para um sistema com amortecimento viscoso é dada na equação (4.3):

$$h(t) = \frac{1}{m\omega_D} \text{sen}(t)e^{-\xi\omega_n t} \quad (4.3)$$

Onde:

$h(t)$ - Função de resposta ao impulso

ω_n - Frequência natural

ω_D - Frequência natural amortecida

ξ - Razão de amortecimento crítico

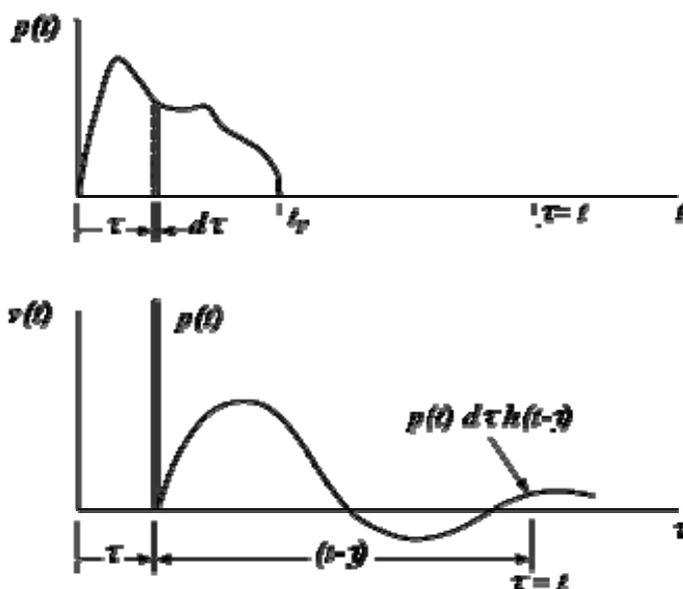


Figura 4.1: Superposição de Impulsos

4.2.2. Função de Transferência

Função de transferência é a função que modela o comportamento dinâmico de um par entrada-saída de um sistema, ou seja, descreve como uma determinada entrada é

dinamicamente transferida para a saída de tal sistema. Uma das características básicas dessa representação é o fato de que ela descreve a dinâmica entre duas variáveis (ou mais), em outras palavras descreve uma relação de causa e efeito entre uma entrada e uma saída de um determinado sistema, não fornecendo, assim, uma informação detalhada sobre o que acontece dentro do sistema, entre o ponto de entrada e o ponto de saída (Aguirre, 2004).

Por definição a função de transferência, $H(s)$, de um sistema é dada como a transformada de Laplace de sua resposta ao impulso, sendo, portanto representada normalmente como a razão de dois polinômios. Dessa forma, $H(s)$ e $h(t)$ formam um par de transformadas de Laplace como mostra a equação (4.4):

$$H(s) = \int_0^{\infty} h(t)e^{-st} dt \quad (4.4)$$

Outra forma de se obter a função de transferência é aplicando a transformada de Laplace aos dois lados da equação do movimento (4.1), em que $H(s)$ é dado como a transformada de Laplace da resposta dividido pela transformada de Laplace da excitação. Em particular, a função de transferência para um sistema de um grau de liberdade com amortecimento viscoso é dada pela equação (4.5):

$$H(s) = \frac{\omega_n^2}{s^2 + 2\xi\omega_n s + \omega_n^2} \quad (4.5)$$

4.2.3. Função de Resposta em Frequência

De forma análoga, a função de resposta em frequência $H(\omega)$ é dada como a transformada de Fourier da resposta ao impulso, como mostra a equação (4.6). Também pode ser pensado como a forma que um sistema responde a um sinal senoidal na forma complexa, ou de forma mais geral como sendo a transformada de Fourier da resposta dividida pela transformada de Fourier da excitação.

$$H(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} h(t)e^{-i\omega t} dt \quad (4.6)$$

Uma interpretação relevante da função de resposta em frequência (4.7) definida para um sistema de um grau de liberdade, é que o sistema responde de forma diferente a sinais de frequências diferentes. Para cada frequência de excitação, o sistema amplificará ou atenuará o sinal e o defasará com relação à entrada. A função de de resposta em frequência para um sistema de um grau de liberdade com amortecimento viscoso é dada pela equação (4.7):

$$H(\omega) = \frac{1/k}{1 - (\omega/\omega_n)^2 + i2\xi(\omega/\omega_n)} \quad (4.7)$$

A função de resposta em frequência é fornecida por uma quantidade complexa, podendo ser convenientemente pensada em termos de sua magnitude e o associado ângulo de fase. Isto pode ser feito escrevendo $H(\omega)$ em uma notação complexa polar (4.8):

$$H(\omega) = |H(\omega)|e^{-i\phi(\omega)} \quad (4.8)$$

Onde:

$|H(\omega)|$ - Fator de ganho

$\phi(\omega)$ - Fator de fase

O fator de ganho representa a magnitude do fador $H(\omega)$, sendo este o responsável pela amplificação ou atenuação do sinal, ao passo que o fator de fase, representa o seu ângulo de fase, provocando a defasagem em relação à entrada.

4.2.4. Espaço de Estado

Modelo em Espaço de Estado no Tempo Contínuo

Ao contrário das formas anteriores, que definem uma relação entre a entrada e a saída de um sistema, uma representação que pode ser utilizada para modelar também relações entre variáveis internas ao sistema, no domínio do tempo, é a representação em espaço de estado. Com o auxílio da definição de vetor de estado, equação (4.9):

$$\vec{x}(t) = \begin{bmatrix} \vec{v}(t) \\ \vec{\dot{v}}(t) \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

Onde:

$$\vec{x}(t) - \text{Vetor de estado} \in \mathbb{R}^n$$

Um conjunto de n_2 equações diferenciais ordinárias de segunda ordem definidas na equação (4.1) podem ser substituídas por um conjunto de $n = 2n_2$ equações ordinárias de primeira ordem:

$$\vec{\dot{x}}(t) = \mathbf{A}_c \vec{x}(t) + \mathbf{B}_c \vec{u}(t) \quad (4.10)$$

Onde:

$$\mathbf{A}_c - \text{Matriz de estado} \in \mathbb{R}^{n \times n}$$

$$\mathbf{B}_c - \text{Matriz de entradas} \in \mathbb{R}^{n \times m}$$

$$\vec{u}(t) - \text{Vetor de excitação} \in \mathbb{R}^m$$

Em que m representa o número de entradas. Essas matrizes podem ser definidas como:

$$\mathbf{A}_c = \begin{bmatrix} 0 & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}_2 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{B}_c = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{B}_0 \end{bmatrix}, \quad \vec{p}(t) = \mathbf{B}_0 \vec{u}(t) \quad (4.11)$$

Onde:

$$\mathbf{B}_0 - \text{Matriz de distribuição dos atuadores} \in \mathbb{R}^{n_2 \times m}$$

A matriz \mathbf{B}_0 é a matriz de distribuição dos atuadores e descreve a influência do vetor de excitação nos pontos de medição das entradas.

Na identificação experimental das características dinâmicas de estruturas, somente alguns graus de liberdade podem ser observados, sendo representados por um sistema de medição com l sensores adequadamente distribuídos. Se sensores de deslocamento, velocidade e aceleração são usados simultaneamente para medir as respostas dinâmicas em diferentes pontos da estrutura, então a equação das medições combinadas nas saídas do sistema estrutural pode ser escrita como (4.12):

$$\vec{y}(t) = \mathbf{C}_d \vec{v}(t) + \mathbf{C}_v \vec{\dot{v}}(t) + \mathbf{C}_a \vec{\ddot{v}}(t) \quad (4.12)$$

sendo $\vec{y}(t) \in \mathbb{R}^l$ o vetor de saídas, C_d , C_v , C_a as matrizes que descrevem a influência dos vetores de deslocamento, velocidade e aceleração, respectivamente, nos pontos de medição das saídas.

Usando a mesma definição do vetor de estado, a equação de medição (4.12) pode ser transformada em:

$$\vec{y}(t) = C_c \vec{x}(t) + D_c \vec{u}(t) \quad (4.13)$$

Onde:

C_c - Matriz de influência na saída $\in \mathbb{R}^{l \times n}$

D_c - Matriz de transmissão direta $\in \mathbb{R}^{l \times m}$

Elas são definidas como:

$$C_c = [C_d - C_a M^{-1} K \quad C_v - C_a M^{-1} C_2], \quad D_c = [C_a M^{-1} B_0] \quad (4.14)$$

A presença da matriz D_c faz sentido físico porque uma alteração na excitação $\vec{u}(t)$ produzirá uma alteração na aceleração de $\vec{y}(t)$. Ela pode desaparecer da equação (4.13) quando não são usados acelerômetros para as medições nas saídas.

Assim, as equações (4.10) e (4.13) constituem o modelo no espaço de estado em tempo contínuo para um sistema mecânico linear, invariante no tempo, com múltiplas entradas e múltiplas saídas (MIMO). Por conveniência, costuma-se usar o conjunto de matrizes (A_c , B_c , C_c , D_c) para referir-se ao modelo no espaço de estado em tempo contínuo.

O espaço de estado (ou espaço de fase) é um espaço $2n_2$ -dimensional, cujos eixos coordenados são o eixo- x_1 , eixo- x_2 , ..., eixo- x_{2n_2} , onde n_2 é o número de graus de liberdade da estrutura ou o número de equações diferenciais de segunda ordem representada pela equação (4.1). Um estado é representado como um ponto com coordenadas $x_1(t)$, $x_2(t)$, ..., $x_n(t)$ nesse espaço. Conforme o tempo passa, esse ponto se move, sendo sua evolução temporal determinada pelas $2n_2$ equações diferenciais de primeira ordem (4.10). A dimensão do espaço de fases equivale ao número de equações de

primeira ordem necessárias para descrever o sistema, que é igual ao número de variáveis de estado. Por exemplo, um plano é o espaço de fases para um sistema formado por duas equações de primeira ordem. Denomina-se diagrama de fase (ou retrato de fase) ao conjunto de curvas obtidas pela evolução temporal do sistema.

Uma vez que as equações (4.10) e (4.13) relacionam as variáveis de entrada e saída, existe uma correspondência entre as representações no espaço de estado e a função de transferência, sendo para isso somente necessário aplicar a transformada de Laplace a essas equações e lembrar que a função de transferência relaciona as transformadas de Laplace da saída e da entrada do sistema. Tomando a transformada de Laplace das equações (4.10) e (4.13) e supondo $\vec{x}(0) = \vec{x}_0$, obtém-se a seguinte relação entrada-saída:

$$\vec{Y}(s) = [\mathbf{C}_c (s\mathbf{I} - \mathbf{A}_c)^{-1} \mathbf{B}_c + \mathbf{D}_c] \vec{U}(s) \quad (4.15)$$

Como a função de transferência é dada pela razão da transformada de Laplace da resposta pela excitação, comparando com a equação (4.15) ela pode ser escrita em espaço de estado como:

$$\mathbf{H}(s) = \mathbf{C}_c (s\mathbf{I} - \mathbf{A}_c)^{-1} \mathbf{B}_c + \mathbf{D}_c \quad (4.16)$$

Uma importante observação é que a representação em espaço de estado não é única, ou seja, é possível representar o mesmo sistema com infinitos modelos. Isso pode ser mostrado através de uma transformação de similaridade, por exemplo, pode-se definir um novo vetor de estado tal que:

$$\vec{x}(t) = \mathbf{T} \vec{z}(t) \quad (4.17)$$

Onde:

\mathbf{T} - Matriz de similaridade $\in \mathbb{C}^{n \times n}$

$\vec{z}(t)$ - Vetor de similaridade $\in \mathbb{C}^n$

A matriz \mathbf{T} é uma matriz quadrada, complexa e não singular. Substituindo (4.17) nas equações (4.10) e (4.13), tem-se:

$$\begin{aligned}\bar{\dot{z}}(t) &= \mathbf{T}^{-1} \mathbf{A}_c \mathbf{T} \bar{z}(t) + \mathbf{T}^{-1} \mathbf{B}_c \bar{u}(t) \\ \bar{y}(t) &= \mathbf{C}_c \mathbf{T} \bar{z}(t) + \mathbf{D}_c \bar{u}(t)\end{aligned}\quad (4.18)$$

Deve-se ressaltar que as matrizes transformadas descrevem a mesma relação entre a excitação e a resposta que as matrizes originais, porém o novo vetor de estado $\bar{z}(t)$, não tem o mesmo significado físico de deslocamentos e velocidades de $\bar{x}(t)$. Em especial uma transformação de similaridades é a transformação modal de estado $\bar{x}_m(t) \in \mathbb{C}^n$:

$$\bar{x}(t) = \mathbf{\Psi} \bar{x}_m(t) \quad (4.19)$$

Substituindo (4.19) em (4.10) e (4.13) e inserindo a decomposição modal da matriz \mathbf{A}_c , obtém-se o modelo em espaço de estado nas coordenadas modais:

$$\begin{aligned}\bar{\dot{x}}_m(t) &= \mathbf{A}_c \bar{x}_m(t) + \mathbf{B}_m^T \bar{u}(t) \\ \bar{y}(t) &= \mathbf{C}_m \bar{x}_m(t) + \mathbf{D}_c \bar{u}(t)\end{aligned}\quad (4.20)$$

sendo,

$$\mathbf{A}_c = \mathbf{\Psi}^{-1} \mathbf{A}_c \mathbf{\Psi}, \quad \mathbf{B}_m^T = \mathbf{\Psi}^{-1} \mathbf{B}_c, \quad \mathbf{C}_m = \mathbf{C}_c \mathbf{\Psi} \quad (4.21)$$

Onde:

$$\begin{aligned}\mathbf{B}_m^T &- \text{Matriz modal de entradas} \in \mathbb{C}^{n \times m} \\ \mathbf{C}_m &- \text{Matriz modal de saídas} \in \mathbb{C}^{l \times n} \\ \mathbf{A}_c &- \text{Matriz diagonal de autovalores} \in \mathbb{C}^{n \times n} \\ \mathbf{\Psi} &- \text{Matriz de autovetores} \in \mathbb{C}^{n \times n}\end{aligned}$$

A matriz de autovalores pode ser definida da forma abaixo:

$$\mathbf{A}_c = \begin{bmatrix} \mathbf{A} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{A}^* \end{bmatrix}, \quad \mathbf{A} = \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & -\xi_i \omega_i + j\sqrt{1-\xi_i^2} \omega_i & & \\ & & \ddots & \\ & & & \ddots \end{bmatrix} \quad (4.22)$$

e a matriz de autovetores pode ser escrita como:

$$\Psi = \begin{bmatrix} \Theta & \Theta^* \\ \Theta A & \Theta^* A^* \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

em que $\Theta \in \mathbb{C}^{n_2 \times n_2}$ são os autovetores do sistema de equações de segunda ordem original (4.1). Para o caso de amortecimento proporcional:

$$\Psi = \begin{bmatrix} \Theta & \Theta^* \\ \Theta A & \Theta^* A^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi & \Phi \\ \Phi A & \Phi A^* \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

sendo $\Phi \in \mathbb{R}^{n_2 \times n_2}$.

Modelo em Espaço de Estado no Tempo Discreto

Até agora todas as equações foram expressas em tempo contínuo, entretanto em um teste real as medições são tomadas em instantes discretos de tempo. Dessa forma, na análise modal experimental, os sinais precisam ser convertidos de analógico em digital para o processamento em equipamentos como analisadores e computadores digitais; as entradas ou excitações são geradas usando séries de sinais discretas e a aquisição de dados é feita em instantes de tempo discretos; em conseqüência um modelo da dinâmica do sistema no tempo discreto é necessário. Outra importante razão para a consideração de modelos discretos está ligada à solução de simulações numéricas, pois em grande parte das situações, não existe uma solução analítica para alcançar a resposta da estrutura. Um problema associado a amostragens de equações contínuas no tempo é que certo comportamento das variáveis dependentes do tempo dentro de duas amostras sucessivas deve ser admitido. A solução mais comum é considerar um comportamento constante nesse intervalo, chamado Suporte de Ordem Zero (*Zero-Order Hold* - ZOH).

O modelo em espaço de estado no tempo discreto para um sistema estrutural MIMO, análogo ao modelo no tempo contínuo, com tempo de amostragem Δt é definido por:

$$\begin{aligned} \bar{x}(k+1) &= A\bar{x}(k) + B\bar{u}(k), & \bar{x}(0) &= \bar{x}_0 \\ \bar{y}(k) &= C\bar{x}(k) + D\bar{u}(k), & k &= 0,1,2,\dots \end{aligned} \quad (4.24)$$

sendo o inteiro $k \in \mathbb{N}$ o índice do tempo discreto no instante de tempo $t = k\Delta t$, $\bar{x}(k)$ é o vetor de estado no instante k , $\bar{u}(k)$ e $\bar{y}(k)$ são o vetor de excitação e o vetor de medição nas saídas para o tempo discreto k , respectivamente. A matriz A é a matriz de estado, e B é a matriz discreta de entradas. A matriz de saída C e a matriz de transmissão direta D não são modificadas na conversão do tempo contínuo para o tempo discreto.

No caso do sistema discreto resultar da discretização de um sistema contínuo, a quádrupla de matrizes (A, B, C, D) no tempo discreto pode ser obtida da quádrupla (A_c, B_c, C_c, D_c) no tempo contínuo, usando as seguintes equações (Juang, 1994):

$$A = e^{A_c \Delta t} \quad (4.25)$$

$$B = \int_0^{\Delta t} e^{A_c \tau'} d\tau B_c, \quad \tau' = (k+1)\Delta t - \tau \quad (4.26)$$

se nenhum dos autovalores de A_c é zero:

$$B = (A - I)A_c^{-1}B_c \quad (4.27)$$

As matrizes C e D não são influenciadas pela amostragem (ZOH). As dimensões no sistema discreto são as mesmas do sistema contínuo. As matrizes A e B nas equações (4.25) e (4.26) podem ser computadas com a expansão das seguintes séries:

$$\begin{aligned} A &= e^{A_c \Delta t} = I + A_c \Delta t + \frac{1}{2!}(A_c \Delta t)^2 + \frac{1}{3!}(A_c \Delta t)^3 + \dots \\ B &= \int_0^{\Delta t} e^{A_c \tau} d\tau B_c = [I\Delta t + \frac{1}{2!}A_c(\Delta t)^2 + \frac{1}{3!}A_c^2(\Delta t)^3 + \dots]B_c \end{aligned} \quad (4.28)$$

Essa expansão em séries converge se a matriz A_c é assintoticamente estável no sentido de que a parte real de todos os seus autovalores é negativa.

A decomposição em autovalores da matriz de estado discreta A é encontrada inserindo a decomposição em autovalores da matriz de estado contínua A_c na equação (4.25).

$$A = e^{A_c \Delta t} = e^{\Psi \Lambda_c \Psi^{-1} \Delta t} = \Psi e^{\Lambda_c \Delta t} \Psi^{-1} = \Psi \Lambda_d \Psi^{-1} = \Psi \begin{bmatrix} \mu_1 & & \\ & \mu_2 & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \Psi^{-1} \quad (4.29)$$

A terceira igualdade pode ser provada pela expansão em série da função exponencial; as duas últimas definem a notação da matriz discreta de autovalores. Então, os autovetores discretos são iguais aos contínuos e os autovalores discretos, referido como μ_i , estão relacionados como:

$$\mu_i = e^{\lambda_i \Delta t} \Leftrightarrow \lambda_i = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta t} \quad (4.30)$$

Existem outros tipos de considerações para o comportamento das variáveis entre duas amostragens. Uma delas considera um comportamento linear entre um ponto e outro, sendo chamada de Suporte de Primeira Ordem (*First-Order Hold* - FOH). Neste caso, as relações entre o sistema contínuo e o sistema discreto são mais complexas. A matriz \mathbf{D} não será mais a mesma nos dois casos e o vetor de estado não é mais o vetor deslocamento-velocidade. Esse caso não é tratado nessa tese.

Na representação no espaço de estado, especialmente na área de identificação de sistemas a resposta ao impulso desempenha um papel fundamental. Muitos métodos de identificação, os chamados métodos de realização, são baseados na sua relação com as matrizes no espaço de estado. Essa relação foi inicialmente dada por Ho e Kalman (1965). Resolvendo as equações (4.24) com condição inicial $\bar{x}(0) = 0$ obtém-se:

$$\begin{aligned} \bar{x}(k) &= \sum_{i=1}^k A^{i-1} B \bar{u}(k-i) \\ \bar{y}(k) &= \sum_{i=1}^k C A^{i-1} B \bar{u}(k-i) + D \bar{u}(k) \end{aligned} \quad (4.31)$$

Para observar as características da resposta de um modelo em tempos discretos, define-se um impulso como sendo $\bar{u}(k) = 1$ no tempo $k = 0$ e $\bar{u}(k) = 0$ para $k \neq 0$. Substituindo nas equações (4.31) encontra-se:

$$Y_0 = D \quad (4.32)$$

$$Y_k = CA^{k-1}B$$

Essas matrizes constantes são chamadas *parâmetros de Markov do sistema*, ou de forma mais curta, *parâmetros de Markov*, com $Y_k \in \mathbb{R}^{l \times m}$. Os parâmetros de Markov são comumente utilizados como a base para identificação de modelos matemáticos para sistemas dinâmicos lineares. Como esses parâmetros são definidos como simplesmente a resposta ao impulso, eles são únicos para um dado sistema. Isto pode ser mostrado notando que qualquer transformação de coordenada do vetor de estado, ver equação (4.17), conduz aos mesmos parâmetros do sistema.

$$Y_k = CT^{-1}(TAT^{-1})^{k-1}TB = CA^{k-1}B \quad (4.33)$$

Existe um número infinito de matrizes de transformações de coordenadas que produzem os mesmos parâmetros de Markov.

Como mencionado, alguns métodos de identificação baseiam-se na teoria da realização de sistemas. Uma realização é a computação de um conjunto de matrizes $[A, B, C]$ em espaço de estado a partir dos parâmetros de Markov (como $D = Y_0$, somente essas três precisam ser determinadas). A equação (4.17) mostrou que um sistema tem um número infinito de realizações que fornecerão respostas idênticas para uma particular excitação. Realização mínima significa um modelo com a menor dimensão em espaço de estado entre todos os possíveis que possuem as mesmas relações de entrada-saída. Todas as realizações mínimas têm o mesmo conjunto de autovalores, que são os parâmetros modais do sistema.

Para que os passos da teoria da realização sejam entendidos, antes é necessário introduzir os conceitos de controlabilidade e observabilidade de sistemas. Como a derivação dessas teorias para o caso contínuo é similar ao caso discreto, somente este será mostrado.

Um estado $\bar{x}(p)$ em uma dada amostra de tempo p do sistema é dito controlável se ele pode ser alcançado a partir de um estado inicial em um intervalo finito, por uma ação de controle. Se todos os estados são controláveis, então o sistema é dito controlável. Um estado $\bar{x}(p)$ do sistema é dito observável se o conhecimento da excitação e da resposta

dentro de um intervalo finito $0 < k \leq p$ o determina completamente. Se todos os estados são observáveis então o sistema é chamado observável.

O sistema em espaço de estado representado pelas equações (4.24) de ordem $n = 2n_2$ é controlável e observável se e somente se as matrizes

$$\mathbf{O} = \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \mathbf{CA} \\ \dots \\ \mathbf{CA}^{p-1} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{Q} = [\mathbf{B} \quad \mathbf{AB} \quad \mathbf{A}^2\mathbf{B} \quad \dots \quad \mathbf{A}^{p-1}\mathbf{B}] \quad (4.34)$$

tem posto n (Inman, 1989).

A realização do sistema começa com a formação de uma matriz Hankel generalizada composta pelos parâmetros de Markov, dados na equação (4.32):

$$\mathbf{H}(k-1) = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}_k & \mathbf{Y}_{k+1} & \dots & \mathbf{Y}_{k+p-1} \\ \mathbf{Y}_{k+1} & \mathbf{Y}_{k+2} & \dots & \mathbf{Y}_{k+p} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{Y}_{k+p-1} & \mathbf{Y}_{k+p} & \dots & \mathbf{Y}_{k+2p-2} \end{bmatrix} \quad (4.35)$$

para o caso quando $k = 1$

$$\mathbf{H}(0) = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}_1 & \mathbf{Y}_2 & \dots & \mathbf{Y}_p \\ \mathbf{Y}_2 & \mathbf{Y}_3 & \dots & \mathbf{Y}_{1+p} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{Y}_p & \mathbf{Y}_{1+p} & \dots & \mathbf{Y}_{2p-1} \end{bmatrix} \quad (4.36)$$

Não foi incluído $\mathbf{Y}_0 = \mathbf{D}$ para $\mathbf{H}(0)$. Se $p \geq n$ (a ordem do sistema), a matriz $\mathbf{H}(k-1)$ tem posto n . Para confirmar, substituindo os parâmetros de Markov (4.32) em (4.35) e decompondo $\mathbf{H}(k-1)$ em três matrizes leva:

$$\mathbf{H}(k-1) = \mathbf{O}_p \mathbf{A}^{k-1} \mathbf{Q}_p \quad (4.37)$$

A matriz bloco \mathbf{O}_p é a matriz de observabilidade, enquanto a matriz bloco \mathbf{Q}_p é a matriz de controlabilidade. Se a ordem do sistema é n , então a dimensão mínima da matriz de estado é $n \times n$. Se o sistema é observável e controlável, as matrizes bloco \mathbf{O}_p e \mathbf{Q}_p tem posto n . Então a matriz Hankel (3.39) tem posto n . A partir desta idéia alguns métodos de identificação de sistemas foram propostos.

Modelo Estocástico em Espaço de Estado

Os modelos analisados até agora admitem que o sistema possua um sinal determinístico de entrada. Entretanto, esses modelos não são capazes de descrever exatamente dados de medições reais. O ruído está sempre presente nas medições e é o principal problema na identificação. Para caracterizar estocasticamente incertezas, ou ruídos introduzidos no processo e nas medições (nas saídas), uma das maneiras é descrevendo tais ruídos pelas suas covariâncias estatísticas. Componentes estocásticos têm que ser incluídos no modelo, obtendo-se:

$$\begin{aligned}\bar{x}(k+1) &= \mathbf{A}\bar{x}(k) + \mathbf{B}\bar{u}(k) + \bar{w}(k) \\ \bar{y}(k) &= \mathbf{C}\bar{x}(k) + \mathbf{D}\bar{u}(k) + \bar{v}(k)\end{aligned}\tag{4.38}$$

O vetor $\bar{w}(k) \in \mathbb{R}^n$ representa o ruído devido às perturbações e imprecisões do modelo dinâmico. O vetor $\bar{v}(k) \in \mathbb{R}^l$ é o ruído de medição devido à imprecisão do sistema de aquisição. Ambos são sinais não mensuráveis modelados como ruído branco gaussiano com média zero e matriz de covariância:

$$E \left[\begin{pmatrix} \bar{w}_p \\ \bar{v}_p \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \bar{w}_q^T & \bar{v}_q^T \end{pmatrix} \right] = \begin{pmatrix} \mathbf{Q} & \mathbf{S} \\ \mathbf{S}^T & \mathbf{R} \end{pmatrix} \delta_{pq}\tag{4.39}$$

Onde:

E - Valor esperado

δ_{pq} - Delta de Kronecker

p, q - Dois instantes arbitrários de tempo

$\mathbf{Q}, \mathbf{R}, \mathbf{S}$ - Matrizes de covariância do ruído

No contexto de vibrações ambientais, em que somente as respostas são disponíveis, não é possível distinguir (do ponto de vista de identificação de sistemas) os termos $\vec{u}(k)$ dos termos de ruído $\vec{w}(k)$ e $\vec{v}(k)$. Dessa forma, o modelo estocástico discreto no espaço de estado fica:

$$\begin{aligned}\vec{x}(k+1) &= \mathbf{A}\vec{x}(k) + \vec{w}(k) \\ \vec{y}(k) &= \mathbf{C}\vec{x}(k) + \vec{v}(k)\end{aligned}\tag{4.40}$$

A excitação desaparece da equação (4.38) sendo modelada implicitamente em termos de ruído. Desta forma, neste caso o conhecimento determinístico da excitação é substituído pela suposição de que ela se comporta como um ruído branco estacionário. Algumas propriedades importantes desses sistemas são mostradas a seguir. Para maiores detalhes ver Van Overschee e de Moor (1996).

Além das suposições sobre ruído dadas na equação (4.39), admite-se o que processo é estacionário com média zero:

$$E[\vec{x}(k)\vec{x}(k)^T] \stackrel{def.}{=} \mathbf{\Sigma}, \quad E[\vec{x}(k)] = 0\tag{4.41}$$

onde a matriz de covariâncias $\mathbf{\Sigma}$ é independente do tempo k . Isto implica que \mathbf{A} é uma matriz estável. Existem muitas representações de modelos estocásticos em espaço de estado. Todas elas são equivalentes no sentido de que a seqüência de covariância da saída é idêntica. De particular interesse no contexto de engenharia civil está o Modelo Direto (*Forward Model*) explicado a seguir.

Como $\vec{w}(k)$ e $\vec{v}(k)$ tem média zero e são independentes do estado atual, tem-se:

$$E[\vec{x}(k)\vec{w}(k)^T] = 0, \quad E[\vec{x}(k)\vec{v}(k)^T] = 0\tag{4.42}$$

Substituindo a equação (4.40a) em (4.41) encontra-se:

$$\mathbf{\Sigma} = \mathbf{A}\mathbf{\Sigma}\mathbf{A}^T + \mathbf{Q}\tag{4.43}$$

Definindo a matriz de covariâncias das respostas $\mathbf{R}_i \in \mathbb{R}^{l \times l}$ para uma determinada diferença de tempo i como:

$$\mathbf{R}_i \stackrel{def.}{=} E[\bar{\mathbf{y}}(k+i)\bar{\mathbf{y}}(k)^T] \quad (4.44)$$

Substituindo (4.40b) em (4.43) encontra-se para \mathbf{R}_0 :

$$\mathbf{R}_0 = \mathbf{C}\mathbf{\Sigma}\mathbf{C}^T + \mathbf{R} \quad (4.45)$$

E definindo a matriz de covariâncias “estado-saída seguinte” (“*next state-output*” *covariance matrix*) $\mathbf{G} \in \mathbb{R}^{n \times l}$ como:

$$\mathbf{G} \stackrel{def.}{=} E[\bar{\mathbf{x}}(k+1)\bar{\mathbf{y}}(k)^T] \quad (4.46)$$

Substituindo (4.40a) e (4.40b) em (4.46) encontra-se:

$$\mathbf{G} = \mathbf{A}\mathbf{\Sigma}\mathbf{C}^T + \mathbf{S} \quad (4.47)$$

Obtém-se para $i = 1, 2, 3 \dots$

$$\begin{aligned} \mathbf{R}_i &= \mathbf{C}\mathbf{A}^{i-1}\mathbf{G} \\ \mathbf{R}_{-i} &= \mathbf{G}^T (\mathbf{A}^{i-1})^T \mathbf{C}^T \end{aligned} \quad (4.48)$$

Esta última propriedade indica que as covariâncias da saída podem ser consideradas como os parâmetros de Markov do sistema linear invariante determinístico, constituindo a solução do problema de identificação estocástico: a seqüência de covariâncias das respostas pode ser estimada a partir de dados de medição, podendo ser decomposta nas matrizes em espaço de estado do sistema utilizando as equações (4.48). Para sistemas estocásticos, as matrizes $(\mathbf{A}, \mathbf{G}, \mathbf{C}, \mathbf{R}_0)$ desempenham o papel das matrizes $(\mathbf{A}, \mathbf{B}, \mathbf{C}, \mathbf{D})$ nos sistemas determinísticos.

4.2.5. Resumo

O principal objetivo desta seção foi introduzir as principais definições de sistemas lineares com enfoque na representação no espaço de estado, base dos métodos de identificação.

Para poder representar os sistemas estruturais submetidos a excitações ambientais, mostrou-se que esta pode ser indiretamente representada como ruído.

Como mencionado, graças às propriedades de fatorização das matrizes de covariâncias das respostas nas matrizes em espaço de estado, é possível a determinação dos parâmetros modais em casos de vibrações ambientais.

4.3 IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICA DE SISTEMAS

Nesta seção são descritos dois algoritmos e três variantes (UPC, PC, CVA) do Método de Identificação Estocástica de Subespaço, inicialmente apresentado por Van Overschee e de Moor (1996) para aplicações em Engenharia Elétrica. Este método, desenvolvido no domínio do tempo, é baseado na teoria da realização e permite a determinação das características dinâmicas da estrutura através de um modelo no espaço de estado, diretamente a partir dos dados de resposta, sem a necessidade do prévio cálculo das covariâncias das saídas ou dos parâmetros de Markov do sistema.

Por necessitar apenas dos sinais de resposta este método é adequado para a extração das propriedades espectrais de estruturas submetidas a excitações ambientais. Tipicamente, estruturas de grande porte como pontes são difíceis de serem excitadas por meio de vibradores mecânicos, portanto algoritmos robustos e confiáveis para a aplicação nestas situações são de fundamental importância.

Peeters e de Roeck (1999) utilizando os algoritmos de Van Overschee e de Moor (1996) introduziu o conceito de sensores de referência na formulação, permitindo a redução das dimensões das matrizes e assim do tempo computacional. Entretanto deve-se tomar muito cuidado com a seleção desses sensores de referência, pois a qualidade dos resultados pode acabar sendo prejudicada.

4.3.1. Método de Identificação Estocástica de Subespaço (SSI)

O método de identificação descrito parte de um modelo estocástico no espaço de estado em tempo discreto dado na equação (4.40). A técnica evita o prévio cálculo das covariâncias das respostas, substituindo pelo uso direto dos dados de saída do sistema. A idéia é calcular a projeção do bloco de linhas correspondentes às saídas futuras no espaço das saídas de referências passadas e com isso reter toda a informação no passado que é útil para prever o futuro.

Neste método, o nome “subespaço” reflete o fato de que os modelos podem ser obtidos através de espaços linha e coluna de certas matrizes, determinadas a partir de dados de entrada e saída ou somente saída do sistema. Tipicamente, o espaço coluna destas matrizes de dados contém informação sobre o modelo, enquanto o espaço linha permite a obtenção de uma seqüência de estado (Van Overschee e de Moor, 1996).

Considerando que l sinais de resposta da estrutura sejam divididos em um conjunto de r sinais ou sensores de referência escolhidos adequadamente, por exemplo, sensores que estejam localizados na estrutura em pontos onde se espera que todos os modos desejados possam estar presentes nos sinais medidos. O outro conjunto de resposta será composto de $(l - r)$ sensores. Posicionando as r saídas de referência primeiro, tem-se:

$$\mathbf{y}_k \equiv \begin{bmatrix} y_k^r \\ y_k^{r-l} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{y}_k^r = \mathbf{L} \mathbf{y}_k, \quad \mathbf{L} = \begin{bmatrix} \mathbf{I}_r & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (4.49)$$

Onde:

\vec{y}_k^r - Vetor saídas de Referência

\vec{y}_k^{r-l} - Vetor de outras Saídas

\mathbf{L} - Matriz de Seleção das Referências

Entrada de dados

Para o desenvolvimento do método devem-se agrupar as repostas, ou saídas, em uma matriz bloco Hankel (matriz cuja antidiagonal consiste dos mesmos elementos) composta por $2i$ linhas blocos e N colunas, sendo $N \rightarrow \infty$ o número de amostras de tempo. Como

as saídas de referência estão posicionadas acima, os primeiros i blocos terão r linhas e os últimos l linhas.

A matriz Hankel $\mathbf{H}^{ref} \in \mathbb{R}^{(r+l)i \times N}$ pode ser dividida em uma parte de saídas passadas e uma parte de saídas futuras, conforme mostrado na equação (4.50)

$$\mathbf{H}^{ref} = \frac{1}{\sqrt{N}} \begin{bmatrix} y_0^{ref} & y_1^{ref} & \cdots & y_{N-1}^{ref} \\ y_1^{ref} & y_2^{ref} & \cdots & y_N^{ref} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{i-1}^{ref} & y_i^{ref} & \cdots & y_{i+N-2}^{ref} \\ y_i & y_{i+1} & \cdots & y_{i+N-1} \\ y_{i+1} & y_{i+2} & \cdots & y_{i+N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{2i-1} & y_{2i} & \cdots & y_{2i+N-2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}_{0i-1}^{ref} \\ \mathbf{Y}_{i2i-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}_p^{ref} \\ \mathbf{Y}_f \end{bmatrix} \begin{matrix} \Downarrow ri \\ \Downarrow li \end{matrix} \quad (4.50)$$

Os subscritos p e f se referem ao passado e futuro, respectivamente. Pode-se obter outra divisão de \mathbf{H}^{ref} acrescentando uma linha bloco às referências passadas e omitindo a primeira linha bloco das saídas futuras (4.51). Uma vez que as referências referem-se à apenas uma parte das saídas, $l-r$ linhas $\mathbf{Y}_{ii}^{\sim ref} \in \mathbb{R}^{(l-r) \times N}$ ficarão separadas nesta nova divisão:

$$\mathbf{H}^{ref} = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}_{0i}^{ref} \\ \mathbf{Y}_{ii} \\ \mathbf{Y}_{i+1|2i-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}_p^{ref+} \\ \mathbf{Y}_{ii}^{\sim ref} \\ \mathbf{Y}_f^- \end{bmatrix} \begin{matrix} \Downarrow r(i+1) \\ \Downarrow l-r \\ \Downarrow l(i-1) \end{matrix} \quad (4.51)$$

Matrizes Relacionadas ao Sistema

Algoritmos de identificação estocástica de subespaços fazem um extensivo uso das matrizes de observabilidade e controlabilidade do sistema e de suas estruturas. A matriz de observabilidade estendida ($i > n$), sendo o subscrito i o número de linhas bloco,

$\mathbf{O}_i \in \mathbb{R}^{li \times n}$ é dada por:

$$\mathbf{O}_i = \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \mathbf{CA} \\ \dots \\ \mathbf{CA}^{i-1} \end{bmatrix} \quad (4.52)$$

E a matriz de controlabilidade estocástica estendida revertida $\mathbf{Q}_i \in \mathbb{R}^{ri \times n}$ pode ser definida como:

$$\mathbf{Q}_i^{ref} = \begin{bmatrix} \mathbf{A}^{i-1} \mathbf{G}^{ref} & \mathbf{A}^2 \mathbf{G}^{ref} & \dots & \mathbf{A} \mathbf{G}^{ref} & \mathbf{G}^{ref} \end{bmatrix} \quad (4.53)$$

Para o desenvolvimento do método é importante a definição de outras duas matrizes. Definindo $\mathbf{C}_i \in \mathbb{R}^{li \times ri}$ como uma matriz bloco Toeplitz (matriz cuja diagonal é a repetição do mesmo elemento) construídas a partir das covariâncias entre as saídas futuras e passadas:

$$\mathbf{C}_i = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_i & \mathbf{R}_{i-1} & \dots & \mathbf{R}_2 & \mathbf{R}_1 \\ \mathbf{R}_{i+1} & \mathbf{R}_i & \dots & \mathbf{R}_3 & \mathbf{R}_2 \\ \mathbf{R}_{i+2} & \mathbf{R}_{i+1} & \dots & \mathbf{R}_4 & \mathbf{R}_3 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \mathbf{R}_{2i-1} & \mathbf{R}_{2i-2} & \dots & \mathbf{R}_{i+1} & \mathbf{R}_i \end{bmatrix} \quad (4.54)$$

Da mesma forma, definindo $\mathbf{L}_i \in \mathbb{R}^{ri \times ri}$ como uma matriz bloco Toeplitz construída a partir das covariâncias entre as saídas passadas:

$$\mathbf{L}_i = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_0 & \mathbf{R}_{-1} & \mathbf{R}_{-2} & \dots & \mathbf{R}_{1-i} \\ \mathbf{R}_1 & \mathbf{R}_0 & \mathbf{R}_{-1} & \dots & \mathbf{R}_{2-i} \\ \mathbf{R}_2 & \mathbf{R}_1 & \mathbf{R}_0 & \dots & \mathbf{R}_{3-i} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{R}_{i-1} & \mathbf{R}_{i-2} & \mathbf{R}_{i-3} & \dots & \mathbf{R}_0 \end{bmatrix} \quad (4.55)$$

Assim, por suas definições estas matrizes podem ser obtidas como:

$$\mathbf{C}_i = \mathbf{Y}_f \mathbf{Y}_p^{refT} \quad (4.56)$$

$$\mathbf{L}_i = \mathbf{Y}_p^{ref} \mathbf{Y}_p^{refT} \quad (4.57)$$

Filtro Kalman

Para a identificação estocástica de subespaços, o filtro Kalman desempenha um papel importante, por isso seu significado é explicado resumidamente. Este filtro é uma técnica de estimação recursiva, ou seja, atualiza os parâmetros de um modelo no espaço de estado à medida que os dados do processo vão sendo disponibilizados. O seu principal objetivo é produzir uma predição ótima para o vetor de estado $\bar{x}(k)$ fazendo uso de observações das saídas no tempo $k-1$ e das matrizes do sistema disponíveis juntamente com as covariâncias conhecidas do ruído. Estas predições ótimas são representadas por $\hat{\bar{x}}(k)$.

Quando o estado inicial estimado $\hat{x}_0 = 0$, a covariância inicial do estado estimada $P_0 \equiv E[\hat{x}_0 \hat{x}_0^T] = 0$ e as medidas de saída (y_0, \dots, y_k) são dados, o estado estimado do filtro Kalman $\hat{\bar{x}}(k)$ é estimado pelas seguintes equações recursivas:

$$\begin{aligned} \hat{\bar{x}}(k) &= A\hat{\bar{x}}(k-1) + \mathbf{K}(k-1)(\bar{y}(k-1) - C\hat{\bar{x}}(k-1)) \\ \mathbf{K}(k-1) &= \frac{(\mathbf{G} - \mathbf{A}\mathbf{P}(k-1)\mathbf{C}^T)}{(\mathbf{R}_0 - \mathbf{C}\mathbf{P}(k-1)\mathbf{C}^T)} \\ \mathbf{P}(k) &= \mathbf{A}\mathbf{P}(k-1)\mathbf{A}^T + \frac{(\mathbf{G} - \mathbf{A}\mathbf{P}(k-1)\mathbf{C}^T)}{(\mathbf{R}_0 - \mathbf{C}\mathbf{P}(k-1)\mathbf{C}^T)}(\mathbf{G} - \mathbf{A}\mathbf{P}(k-1)\mathbf{C}^T)^T \end{aligned} \quad (4.58)$$

onde $\hat{\bar{x}}(k)$ representa o estado Kalman estimado, $\mathbf{K}(k)$ a matriz ganho do filtro Kalman, $\mathbf{P}(k+1)$ a matriz de covariância do estado, \mathbf{G} a matriz de covariância “estado-saída seguinte”, \mathbf{R}_0 a matriz de covariâncias das respostas para $i = 0$.

A seqüência de estado do filtro Kalman $\hat{\mathbf{X}}_i \in \mathbb{R}^{n \times N}$ é definida como:

$$\hat{\mathbf{X}}_i = \begin{bmatrix} \hat{\bar{x}}_i & \hat{\bar{x}}_{i+1} & \dots & \hat{\bar{x}}_{i+N-1} \end{bmatrix} \quad (4.59)$$

A seqüência de estado do filtro Kalman também pode ser escrita como uma combinação linear das saídas passadas medidas (Van Overschee e de Moor,1996):

$$\widehat{X}_i = \mathbf{Q}_i^{ref} \mathbf{L}_i^{-1} \mathbf{Y}_p^{ref} \quad (4.60)$$

Teoria do Método de Identificação Estocástica de Subespaços

A idéia do método SSI é projetar o bloco de linhas correspondentes às saídas futuras no espaço das saídas de referência passadas e com isso reter toda a informação no passado que é útil para prever o futuro. Essa projeção é definida como:

$$\mathbf{P}_i^{ref} \equiv \mathbf{Y}_f / \mathbf{Y}_p^{ref} \equiv \mathbf{Y}_f (\mathbf{Y}_p^{ref})^T (\mathbf{Y}_p^{ref} (\mathbf{Y}_p^{ref})^T)^{\dagger} \mathbf{Y}_p^{ref} \quad (4.61)$$

onde as matrizes $\mathbf{Y}_f \in \mathbb{R}^{li \times N}$ e $\mathbf{Y}_p^{ref} \in \mathbb{R}^{ri \times N}$ são partes da matriz Hankel de dados (4.50). A equação (4.61) representa a definição da projeção ortogonal $\mathbf{P}_i^{ref} \in \mathbb{R}^{li \times N}$, em que o símbolo $(\circ)^{\dagger}$ define a pseudo-inversa (Moore-Penrose) de uma matriz. O cálculo, entretanto, pode ser feito de uma maneira muito eficiente através da aplicação da decomposição QR na matriz Hankel.

$$\mathbf{H}^{ref} = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}_p^{ref} \\ \mathbf{Y}_f \end{bmatrix} = \mathbf{R}\mathbf{Q}^T \quad (4.62)$$

A divisão feita a partir da equação acima é feita tal que as submatrizes em (4.62) possam ser expressas em função das submatrizes \mathbf{R} e \mathbf{Q} . Pode-se mostrar que a fatorização QR na matriz Hankel conduz a expressões muito simples para a determinação da projeção do espaço de linhas futuras no espaço de linhas passadas:

$$\mathbf{P}_i^{ref} = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_{21} \\ \mathbf{R}_{31} \\ \mathbf{R}_{41} \end{bmatrix} \mathbf{Q}_1^T \quad (4.63)$$

O principal teorema da identificação estocástica de subespaços diz que a projeção do bloco de linhas correspondentes às saídas futuras no espaço das saídas de referência passadas \mathbf{P}_i^{ref} pode ser decomposta como um produto da matriz observabilidade estendida \mathbf{O}_i pela seqüência de estado do filtro Kalman \widehat{X}_i . Substituindo as matrizes \mathbf{C}_i e \mathbf{L}_i dadas nas

equações (4.56) e (4.57) na definição de projeção ortogonal dada na equação (4.61), obtém-se:

$$\mathbf{P}_i^{ref} = \mathbf{C}_i \mathbf{L}_i^{-1} \mathbf{Y}_p^{ref} \quad (4.64)$$

Sabendo que a matriz \mathbf{C}_i é formada pela covariância entre as saídas e considerando a equação (4.48), pode-se escrever \mathbf{C}_i como o produto da matriz de observabilidade estendida \mathbf{O}_i pela matriz de controlabilidade estocástica estendida revertida \mathbf{Q}_i . Inserindo na equação (4.64), tem-se:

$$\mathbf{P}_i^{ref} = \mathbf{O}_i \mathbf{Q}_i \mathbf{L}_i^{-1} \mathbf{Y}_p^{ref} \quad (4.65)$$

Utilizando a equação (4.60) tem-se:

$$\mathbf{P}_i^{ref} = \mathbf{O}_i \widehat{\mathbf{X}}_i \equiv \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \mathbf{CA} \\ \dots \\ \mathbf{CA}^{i-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \widehat{\mathbf{x}}_i & \widehat{\mathbf{x}}_{i+1} & \dots & \widehat{\mathbf{x}}_{i+N-1} \end{bmatrix} \Downarrow n \quad (4.66)$$

Mostrando que a matriz de projeção pode ser decomposta em um produto da matriz observabilidade estendida \mathbf{O}_i pela seqüência de estado do filtro Kalman $\widehat{\mathbf{X}}_i$.

O posto da matriz de projeção é n , se $li \geq n$, pois ela é o produto de uma matriz com n colunas por uma matriz com n linhas. Através da decomposição em valores singulares (SVD) da matriz de projeção, pode-se estimar a sua ordem. A matriz de observabilidade estendida e a seqüência de estado do filtro Kalman são obtidas dividindo essa decomposição em duas partes:

$$\begin{aligned} \mathbf{P}_i^{ref} &= \mathbf{U}_1 \mathbf{S}_1 \mathbf{V}_1^T \\ \mathbf{O}_i &= \mathbf{U}_1 \mathbf{S}_1^{1/2} \\ \widehat{\mathbf{X}}_i &= \mathbf{O}_i^\dagger \mathbf{P}_i^{ref} \end{aligned} \quad (4.67)$$

sendo $U_1 \in \mathbb{R}^{li \times n}$ e $V_1 \in \mathbb{R}^{N \times n}$ duas matrizes ortonormais; $S_1 \in (\mathbb{R}_0^+)^{n \times n}$ é uma matriz diagonal contendo os valores singulares positivos em ordem decrescente. O posto é encontrado como o número de valores singulares diferentes de zero.

Como a matriz C_i pode ser decomposta no produto da matriz de observabilidade estendida O_i pela matriz de controlabilidade estocástica estendida revertida Q_i , agora esta pode ser determinada:

$$Q_i = O_i^\dagger C_i \quad (4.68)$$

Existem algumas variantes desse método. Elas diferem na multiplicação de uma função de peso pela projeção P_i^{ref} , antes da decomposição em valores singulares, determinando a base no espaço de estado na qual o modelo será identificado, como mostra a equação (4.69).

$$W_1 P_i^{ref} W_2 = U_1 S_1 V_1^T \quad (4.69)$$

Podem-se destacar três versões dos métodos de identificação estocástica de subespaço: componente principal (*principal component* - PC), componente principal não-ponderado (*unweighted principal component* - UPC) e algoritmo de variação canônica (*canonical variate algorithm* - CVA). A Tabela 4.1 mostra as funções de peso destas variantes, sendo I a matriz identidade.

Tabela 4.1: Funções de Peso

	W_1	W_2
PC	I	$Y_p^{ref} [Y_p^{ref} Y_p^{refT}]^{-1/2} Y_p^{ref}$
UPC	I	I
CVA	$[Y_f Y_f^T]^{-1/2}$	I

Por enquanto, a ordem n , a matriz de observabilidade estendida \mathbf{O}_i , a matriz de controlabilidade estocástica estendida revertida \mathbf{Q}_i e a seqüência de estado $\hat{\mathbf{X}}_i$ já foram obtidas, no entanto deseja-se obter as matrizes do sistema: $\mathbf{A}, \mathbf{G}, \mathbf{C}, \mathbf{R}_\theta$. Para isso podem ser utilizados dois algoritmos:

- Algoritmo 1) Utilizando os estados:

Definindo uma nova projeção a partir da segunda divisão da matriz Hankel (4.51) e considerando, da mesma forma, que a demonstração da segunda igualdade é similar à equação (4.66) tem-se:

$$\mathbf{P}_{i-1}^{ref} \equiv \mathbf{Y}_f^- / \mathbf{Y}_p^{ref+} = [\mathbf{R}_{41} \quad \mathbf{R}_{42}] \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_1^T \\ \mathbf{Q}_2^T \end{bmatrix} = \mathbf{O}_{i-1} \hat{\mathbf{X}}_{i+1} \quad (4.70)$$

A matriz de observabilidade estendida \mathbf{O}_{i-1} é obtida descartando as últimas l linhas de \mathbf{O}_i . Assim a seqüência de estado $\hat{\mathbf{X}}_{i+1}$ pode ser determinada como:

$$\hat{\mathbf{X}}_{i+1} = \mathbf{O}_{i-1}^\dagger \mathbf{P}_{i-1}^{ref} \quad (4.71)$$

A partir das seqüências de estado $\hat{\mathbf{X}}_i$ e $\hat{\mathbf{X}}_{i+1}$, das saídas e considerando resíduos não correlacionados com $\hat{\mathbf{X}}_i$, determina-se as matrizes do sistema \mathbf{A} e \mathbf{C} como:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{A} \\ \mathbf{C} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{X}}_{i+1} \\ \mathbf{Y}_{ij} \end{bmatrix} \hat{\mathbf{X}}_i^\dagger \quad (4.72)$$

Nesta equação $\mathbf{Y}_{ij} \in \mathbb{R}^{l \times N}$ é uma matriz Hankel com apenas uma linha bloco:

$$\mathbf{Y}_{ij} = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_{21} & \mathbf{R}_{22} & \mathbf{0} \\ \mathbf{R}_{31} & \mathbf{R}_{32} & \mathbf{R}_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_1^T \\ \mathbf{Q}_2^T \\ \mathbf{Q}_3^T \end{bmatrix} \quad (4.73)$$

A matriz \mathbf{G} é obtida como as últimas r colunas de \mathbf{Q}_i e, finalmente, a matriz \mathbf{R}_θ é determinada como uma amostra da matriz de covariâncias das saídas:

$$\mathbf{R}_\theta = \mathbf{Y}_{i|} \mathbf{Y}_{i|}^T \quad (4.74)$$

- Algoritmo 2) Utilizando as matrizes estendidas:

As matrizes \mathbf{A} e \mathbf{C} podem ser obtidas diretamente a partir da matriz de observabilidade estendida \mathbf{O}_i dada na equação (4.67). Definindo a matriz $\underline{\mathbf{O}}_i = \mathbf{O}_{i-1}$, obtida descartando as últimas l linhas de \mathbf{O}_i e a matriz $\overline{\mathbf{O}}_i$ obtida descartando as primeiras l linhas de \mathbf{O}_i , encontra-se para a matriz \mathbf{A} :

$$\mathbf{A} = \underline{\mathbf{O}}_i^\dagger \overline{\mathbf{O}}_i \quad (4.75)$$

A matriz \mathbf{C} é simplesmente as primeiras l linhas de \mathbf{O}_i . As matrizes \mathbf{G} e \mathbf{R}_θ são determinadas da mesma forma do algoritmo anterior.

Análise Modal

Depois de obtidos os resultados da identificação (as matrizes no espaço de estado), a determinação das características dinâmicas da estrutura deve ser feita através de uma análise modal. O comportamento dinâmico é caracterizado pelos autovalores e autovetores da matriz \mathbf{A} :

$$\mathbf{A} = \boldsymbol{\Psi} \boldsymbol{\Lambda} \boldsymbol{\Psi}^{-1} \quad (4.76)$$

em que $\boldsymbol{\Lambda} = \text{diag}(\lambda_q) \in \mathbb{C}^{n \times n}$, $q = 1, 2, \dots, n$ é uma matriz diagonal contendo os autovalores complexos discretos e $\boldsymbol{\Psi} \in \mathbb{C}^{n \times n}$ contém os autovetores como colunas. A equação de estado contínua é equivalente à equação diferencial de movimento e conseqüentemente, elas têm os mesmos autovalores e autovetores. Desta forma, através da relação (4.29) entre as matrizes de estado no tempo discreto e contínuo podem-se determinar as propriedades modais da estrutura:

$$\boldsymbol{\Psi}_c = \boldsymbol{\Psi}, \quad \lambda_c = \frac{\ln(\lambda_q)}{\Delta t} \quad (4.77)$$

Na equação (4.22) os autovalores são definidos em função das frequências naturais e das razões de amortecimento:

$$\lambda_{c_q}, \lambda_{c_q}^* = -\xi_q \omega_q \pm j \omega_q \sqrt{1 - \xi_q^2} \quad (4.78)$$

onde ξ_q é a razão de amortecimento do modo q e ω_q é a frequência circular referente ao modo q . As formas modais dadas nos pontos de posicionamento dos sensores Φ_q são as colunas de $\Phi \in \mathbb{C}^{l \times n}$. Esta matriz é definida como as partes observadas dos autovetores do sistema Ψ e são obtidas da seguinte forma:

$$\Phi = C\Psi \quad (4.79)$$

Dessa forma, os parâmetros modais ω_q , ξ_q e Φ_q são obtidos a partir das matrizes do sistema identificadas, A e C .

Todos os parâmetros determinados na metodologia devem ser considerados como estimadores já que o número de medições é finito e, portanto, a matriz de Hankel é estimada. Outro ponto importante é que a ordem do sistema é determinada através dos valores singulares diferentes de zero, entretanto na prática esta matriz é afetada por ruído, fazendo com que todos estes valores sejam não nulos. Neste sentido, trabalhos como os de Peeters e de Roeck (1999) e Amani (2004) sugerem a construção de diagramas de estabilização para a separação entre modos espúrios e os modos físicos. Neste diagrama os pólos estimados para certa ordem são comparados com os pólos estimados da ordem imediatamente inferior, se o erro relativo de frequência, amortecimento e forma modal não supera um valor pré-estabelecido, então esse pólo é considerado estável.

5 MONITORAMENTO CONTÍNUO DA INTEGRIDADE DE PONTES TRELIÇADAS UTILIZANDO VIBRAÇÕES AMBIENTAIS

Na primeira parte do presente capítulo são abordados os principais fatores intervenientes em sistemas de monitoramento on-line da integridade estrutural, enfatizando-se a etapa de detecção de dano. Em seguida apresenta-se o Método dos Vetores de Localização de Dano (*Damage Locating Vectors Method* - DLV), desenvolvido por Bernal (2002), mostrando as características fundamentais para sua utilização. No terceiro item explica-se o método da perturbação da massa, empregado para a determinação das constantes de normalização modal necessárias para a construção das matrizes de flexibilidade que são utilizadas no Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV). Por último é discutida a extensão do método DLV para a condição de monitoramento on-line sem a interrupção das condições operacionais.

5.1 INTRODUÇÃO

Os sistemas de monitoramento on-line da integridade de estruturas civis como as pontes têm como principal objetivo fornecer condições para a obtenção de informações em tempo real sobre o estado estrutural em um dado instante de sua vida útil, sem promover a interrupção das condições operacionais. Abordando o problema de forma global, pode-se dizer que estes procedimentos são divididos em etapas, tais como: *i*) elaboração do projeto e a implantação de um conjunto de sensores e de um sistema de aquisição que deve permanecer fixo na estrutura, *ii*) a determinação periódica das propriedades modais em situações de vibrações ambientais, *iii*) o estabelecimento de relações entre as variações causadas nas propriedades espectrais provocadas pela oscilação da temperatura e *iv*) o acompanhamento de alterações nas características dinâmicas visando associar a uma possível perda da capacidade resistente de algum elemento da estrutura. A Figura 5.1

apresenta uma ilustração de um sistema de monitoramento on-line para a avaliação da integridade de pontes treliçadas.

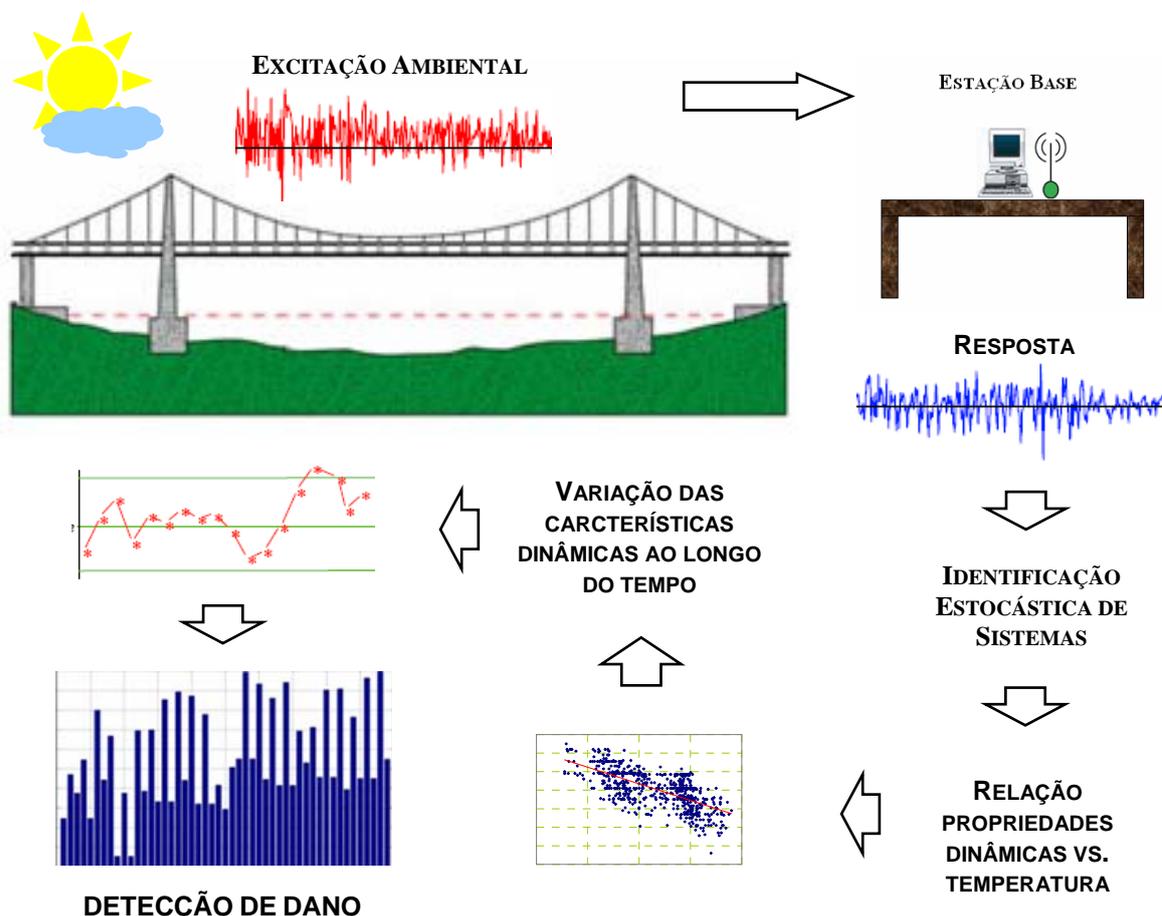


Figura 5.1: Sistema de monitoramento on-line

Apesar do sistema tradicional de aquisição de dados não apresentar um caráter prático que torne fácil a implementação de sistemas de monitoramento on-line de estruturas, recentes desenvolvimentos nesta área têm se mostrado muito promissores, resultando em alguns protótipos (Figura 5.2) dos chamados sensores inteligentes (*smart sensors*), que recebem este nome porque possuem quatro características principais: microprocessador embutido (*on-board*), transmissão sem fio (*wireless*), pequena dimensão e baixo custo. A consolidação desta tecnologia, que parece não estar muito distante, tende a influenciar positivamente o estabelecimento de sistemas de detecção de dano em tempo real, pois as propriedades destes sensores apresentam um caráter extremamente importante no contexto dos sistemas de monitoramento.

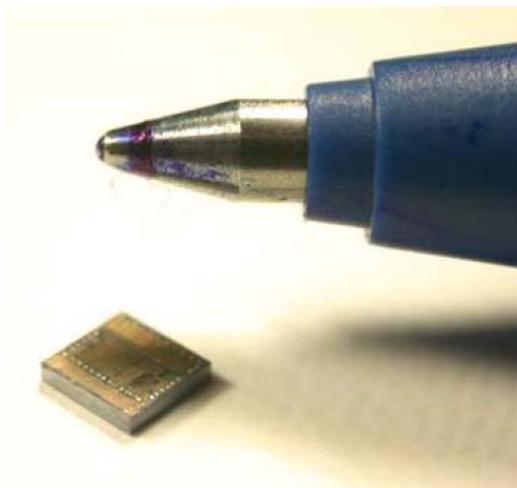


Figura 5.2: Protótipo de um sensor inteligente

Como visto no capítulo anterior, para a determinação das características dinâmicas a área de identificação de sistemas desempenha o papel principal. Especialmente em procedimentos de monitoramento em tempo real, os testes dinâmicos devem ser realizados aproveitando-se as condições operacionais, como tráfego, vento e ondas, como fonte de excitação da estrutura das pontes, o que torna impraticável a medição da entrada do sistema. Desta forma, a determinação das características modais (frequências, amortecimentos e formas modais) deve ser feita somente através de dados de resposta da estrutura, através de algum método de identificação estocástica de sistemas.

A terceira parte do capítulo três mostrou que nos sistemas de monitoramento, os estudos para detecção de dano devem ser precedidos de uma análise minuciosa que vise investigar a influência da variação da temperatura nas frequências modais da estrutura em questão. Conforme abordado, espera-se que estruturas similares expostas a condições climáticas semelhantes possam oferecer uma boa base para o desenvolvimento de estudos em estruturas novas ou com sistemas recém implantados, entretanto acredita-se que resultados mais confiáveis são obtidos após um estudo inicial desta correlação para a estrutura a ser analisada. Além disso, é extremamente desejável que este primeiro período cubra pelo menos um ciclo completo das variações das condições de temperatura do ambiente.

Dessa forma, neste capítulo aborda-se a última etapa de um sistema de monitoramento on-line, que é a detecção de dano propriamente dita, sob um enfoque de estruturas treliçadas,

especialmente as pontes. Apesar do crescente número de trabalhos que têm sido publicados com o objetivo de detecção de dano a partir do conhecimento de suas propriedades dinâmicas, ainda muito poucos são encontrados abordando este tipo de estrutura sob condições limitadas de instrumentação.

Os modelos numéricos utilizados para representar estas estruturas contêm normalmente um grande número de graus de liberdade, que em sua maioria são impraticáveis de serem medidos por técnicas convencionais, principalmente devido aos custos de instrumentação e limitação da capacidade de manipulação dos dados. Desta maneira, o número de sensores utilizados nos experimentos é em geral muito inferior ao número de graus de liberdade representados numericamente, não permitindo uma comparação direta entre as formas modais numéricas e aquelas obtidas experimentalmente.

Tradicionalmente os métodos de detecção tentam contornar este problema através de duas possibilidades. A primeira maneira consiste em reduzir as matrizes de massa e rigidez do sistema, deixando-as apenas com as coordenadas monitoradas nos testes. Na segunda, cada uma das formas modais experimentais é expandida do número de graus de liberdade teste para o número total de graus de liberdade numéricos. Apesar de conceitualmente simples, estas alternativas em muitas situações podem não levar a resultados satisfatórios. Enquanto um procedimento de redução destrói o padrão original das matrizes do sistema, a expansão das formas modais pode não ser precisa o suficiente para revelar anomalias locais provocadas pelo dano, principalmente nas situações em que existe uma relação muito baixa entre graus de liberdade medidos e os graus de liberdade numéricos.

Neste aspecto, métodos baseados na construção da matriz de flexibilidade apresentam-se como uma importante opção para a avaliação da integridade de estruturas. A principal característica destes métodos está relacionada à relação inversa entre a matriz de flexibilidade e o quadrado das frequências naturais, fazendo com que a matriz de flexibilidade seja pouco influenciada pelas frequências dos modos altos, difíceis de serem determinados experimentalmente. Esta característica possibilita a construção da matriz de flexibilidade a partir de um pequeno número de modos, nos graus de liberdade correspondentes ao posicionamento dos sensores, sem perda de muita precisão.

Os termos da matriz de flexibilidade podem ser estimados nos graus de liberdade correspondentes a localização dos sensores quando as entradas são medidas e existe pelo menos um ponto de excitação na mesma posição de um sensor de resposta. Assim, os dados experimentais podem ser utilizados para a construção da matriz e nenhuma informação adicional é necessária. Entretanto, em situações de vibrações ambientais, caso típico dos sistemas de monitoramento em tempo real, as formas modais experimentais não estão normalizadas pela matriz de massa, e a determinação da matriz de flexibilidade não pode ser direta. Parloo *et al.* (2002), Brincker e Andersen (2003) e Bernal (2004) propuseram uma solução alternativa que consiste em testar a estrutura com massas adicionais conhecidas nos pontos de posicionamento dos sensores, o que possibilita a obtenção das constantes de normalização.

Entre os métodos de detecção de dano baseados na matriz de flexibilidade, o Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV), proposto por Bernal (2002), é a técnica mais recente com rigor matemático e facilidade de operação. Além disto, o método DLV é muito eficiente porque é efetivo em situações de múltiplo dano, com poucos modos medidos e um número de sensores arbitrários. Desta forma, no próximo item o método DLV é introduzido, seguido da descrição da técnica para a obtenção das constantes de normalização e posterior extensão para a utilização em sistemas de monitoramento on-line de estruturas.

5.2 O MÉTODO DLV

O Método dos Vetores de Localização de Dano (*Damage Locating Vectors Method* - DLV), desenvolvido por Bernal (2002), apresenta uma abordagem geral para extrair informações espaciais da localização de danos a partir de avaliações periódicas de alterações na matriz de flexibilidade da estrutura. Esta técnica é baseada na determinação de um grupo especial de vetores de carga, os chamados de vetores de localização de dano (DLV), que representam o espaço nulo da matriz diferença de flexibilidade (entre o estado íntegro e danificado). Os vetores de localização de dano (DLV) têm a propriedade de que quando aplicados como forças estáticas nos pontos de posicionamentos dos sensores na

configuração íntegra da estrutura, nenhuma tensão é induzida nos elementos danificados. Esta única característica pode ser utilizada para localizar os elementos avariados.

Para uma estrutura linear, as matrizes de flexibilidade podem ser construídas nos pontos de localização dos sensores para a condição anterior e posterior ao dano, sendo chamadas de $\mathbf{F}_U \in \mathbb{R}^{n_s \times n_s}$ e $\mathbf{F}_D \in \mathbb{R}^{n_s \times n_s}$ respectivamente, em que n_s é o número de sensores da estrutura. Admitindo a presença de um grupo de vetores, definido nos locais dos sensores, que produzem as mesmas deformações nos graus de liberdade de posicionamento dos sensores no estado íntegro e danificado; se todos os vetores linearmente independentes que satisfazem esta condição são agrupados em uma matriz $\mathbf{L} \in \mathbb{R}^{n_s \times n}$, pode escrever-se:

$$\mathbf{F}_D \mathbf{L} = \mathbf{F}_U \mathbf{L} \quad \text{ou} \quad \mathbf{F}_\Delta \mathbf{L} = (\mathbf{F}_D - \mathbf{F}_U) \mathbf{L} = 0 \quad (5.1)$$

A partir da definição, os vetores de localização de dano (DLV) satisfazem à equação (5.1). Como os DLVs não induzem tensão nos elementos estruturais danificados, o dano destes elementos não afetam os deslocamentos nos pontos de posicionamentos dos sensores. Então, os DLVs são de fato vetores na matriz \mathbf{L} .

Entretanto, este método não permite a determinação de elementos danificados localizados nas regiões da estrutura em que nenhuma tensão é induzida por alguma combinação de cargas aplicadas nos locais dos sensores. Desta forma, a escolha do número e da localização dos sensores de medição ao longo da estrutura deve ser criteriosa, levando em consideração estes fatores para que o estado de todos os elementos da estrutura possa ser avaliado.

Para a determinação dos vetores de localização de dano (DLVs), a equação (5.1) deve ser resolvida. Duas possibilidades podem acontecer: $\mathbf{F}_\Delta = 0$ ou \mathbf{F}_Δ tem posto deficiente e \mathbf{L} é a base do seu espaço nulo. A primeira possibilidade implica que a estrutura não possui nenhum elemento danificado ou como mencionado acima, este está presente em uma região na qual as tensões são zero devido a qualquer combinação de cargas nos pontos de posicionamentos dos sensores. Assim fica claro que a solução de interesse é quando $\mathbf{F}_\Delta \neq 0$. Diferentemente do proposto por Bernal (2002), que utiliza decomposição em

valores singulares, apresenta-se aqui uma opção alternativa para a solução do problema. Encontra-se os DLVs através de um problema de valores e vetores próprios da matriz formada pela matriz diferença de flexibilidade F_{Δ} pré-multiplicada por sua transposta:

$$F_{\Delta}^T F_{\Delta} = \lambda V = \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} [V_1 \quad V_0] \quad (5.2)$$

sendo $\lambda \in \mathbb{R}^{n_s \times n_s}$ uma matriz diagonal contendo os autovalores, $V_1 \in \mathbb{R}^{n_s \times n_s - n_{dlv}}$ é a base para o espaço linha e $V_0 = L \in \mathbb{R}^{n_s \times n_{dlv}}$ é a base para o espaço nulo, sendo n_{dlv} o número de DLVs.

Na equação (5.2) pela presença do ruído e dos erros computacionais, os autovalores correspondentes a V_0 são geralmente diferentes de zero. Desta forma, para selecionar os DLVs a partir de V o índice svn foi proposto por Bernal (2002), sendo adaptado na equação (5.3) para a solução apresentada:

$$svn_i = \sqrt{\frac{\sqrt{\lambda_i} c_i}{\max_i(\sqrt{\lambda_i} c_i)}} \quad para \quad i = 1:m \quad (5.3)$$

em que m é o número de colunas de V , λ_i é o i -ésimo autovalor de $F_{\Delta}^T F_{\Delta}$, c_i é uma constante utilizada para normalizar a máxima tensão no elemento estrutural, que é induzida pela carga estática $c_i \vec{V}_i$, ter valor igual a um. O vetor \vec{V}_i pode ser considerado com um DLV se $svn \leq 0.20$ (Bernal, 2002).

Desta forma, cada um dos DLVs é aplicado no modelo íntegro da estrutura. A tensão em cada um dos elementos é calculada e uma tensão normalizada acumulada é obtida. Se um elemento possui tensão normalizada acumulada igual à zero, então este elemento é um candidato a dano. A tensão normalizada acumulada $\bar{\sigma}_j$ para o j -ésimo elemento é definida como:

$$\bar{\sigma}_j = \frac{\sigma_j}{\max_j(\sigma_j)} \quad sendo \quad \sigma_j = \sum_{i=1}^{n_{dlv}} abs\left(\frac{\sigma_{ij}}{\max_j(\sigma_{ij})}\right) \quad para \quad j = 1:k \quad (5.4)$$

onde k é o número de elementos, σ_j é a tensão acumulada no j -ésimo elemento, σ_{ij} é a tensão no j -ésimo elemento induzida pelo i -ésimo DLV e $ndlv$ é o número de DLVs. Na prática, a tensão normalizada acumulada induzida pelos DLVs nos elementos danificados pode não ser exatamente zero devido ao ruído e as incertezas, por isso Bernal (2002) apresentou alguns valores limites como referência.

Visando adicionar robustez na combinação, Bernal (2002) introduziu outro índice para combinar os DLVs. O índice de tensão média ponderada (*weighted-average stress indices* - WSI) seleciona os candidatos a dano:

$$WSI = \frac{\sum_{i=1}^{ndlv} \{\sigma_{ij} / \max_j(\sigma_{ij})\}_i / \overline{svn}_i}{ndlv} \quad \text{com} \quad \overline{svn}_i = \max(svn_i, 0.015) \quad (5.5)$$

Se um elemento tem $WSI < 1,0$, então ele é um possível candidato ao dano.

5.3 CONSTRUÇÃO DAS MATRIZES DE FLEXIBILIDADE

Como abordado na seção anterior, as matrizes de flexibilidade para os estados íntegros e danificados devem ser construídas nas localizações dos sensores para a implementação do Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV). Para as situações em que as entradas são medidas e existe pelo menos um ponto de excitação na mesma posição de um sensor de resposta, a matriz de flexibilidade pode ser construída. Quando somente as respostas estão disponíveis, como é o caso das vibrações ambientais, as formas modais não estão propriamente normalizadas pela matriz de massa, e a construção da matriz de flexibilidade não pode ser dada diretamente. Para uma estrutura linear, a matriz de flexibilidade toma a forma:

$$\mathbf{F} = \mathbf{\Phi}_m \mathbf{A}^{-1} \mathbf{\Phi}_m^T = (\boldsymbol{\psi} \boldsymbol{\alpha}) \mathbf{A}^{-1} (\boldsymbol{\psi} \boldsymbol{\alpha})^T \quad (5.6)$$

sendo \mathbf{A} a matriz de autovalores, $\mathbf{\Phi}_m$ a matriz modal normalizada pela massa, $\boldsymbol{\psi}$ a matriz modal arbitrariamente normalizada e $\boldsymbol{\alpha}$ são as constantes de normalização modal.

Em testes dinâmicos com dados apenas de respostas, a determinação das constantes de normalização modal pode ser conduzida em uma abordagem alternativa, consistindo em testar a estrutura com massas adicionais conhecidas nos pontos de posicionamento dos sensores (Parloo *et al.* 2002, Brincker e Andersen 2003, Bernal 2004).

Apresenta-se nesta seção o método da perturbação da massa proposto por Bernal (2004) para uma estrutura linear com amortecimento viscoso. A matriz de massa da estrutura modificada pode ser expressa como:

$$\mathbf{M}_1 = \mathbf{M}_0 + \Delta\mathbf{M} \quad (5.7)$$

em que $\mathbf{M}_0 \in \mathbb{R}^{n_2 \times n_2}$ a matriz de massa da estrutura original, $\mathbf{M}_1 \in \mathbb{R}^{n_2 \times n_2}$ a matriz de massa da estrutura modificada e $\Delta\mathbf{M} \in \mathbb{R}^{n_2 \times n_2}$ a perturbação da massa descrita. O problema de valores próprios da estrutura modificada é dado por:

$$\mathbf{K}\vec{\psi}_{1,j} = \lambda_{i,j}(\mathbf{M}_0 + \Delta\mathbf{M})\vec{\psi}_{1,j} \quad (5.8)$$

sendo $\lambda_{i,j}$ o j -ésimo autovalor da estrutura modificada e $\vec{\psi}_{1,j}$ é o j -ésimo autovetor da estrutura modificada. Os correspondentes autovalores e autovetores da estrutura original são $\lambda_{0,j}$ e $\vec{\psi}_{0,j}$ respectivamente. A forma modal $\vec{\psi}_{1,j}$ pode ser escrita como:

$$\vec{\psi}_{1,j} = \boldsymbol{\psi}_0 \vec{q}_j + \mathbf{N}(\boldsymbol{\psi}_0) \vec{g}_j \quad (5.9)$$

onde $\boldsymbol{\psi}_0 = [\vec{\psi}_{0,1}, \vec{\psi}_{0,2}, \dots, \vec{\psi}_{0,j}, \dots]$, $\mathbf{N}(\boldsymbol{\psi}_0)$ é o espaço coluna nulo de $\boldsymbol{\psi}_0$, \vec{q}_j e \vec{g}_j são vetores coeficientes. Substituindo a equação (5.9) na equação (5.8) e multiplicando ambos os lados por $\boldsymbol{\psi}_0^T$ tem-se:

$$\boldsymbol{\alpha}^2 (\vec{R}_j + \vec{\varepsilon}_j) = \vec{E}_j \quad (5.10)$$

em que

$$\begin{aligned}
\vec{R}_j &= \lambda_{1,j} \boldsymbol{\psi}_0^T \Delta \mathbf{M} \vec{\psi}_{1,j} \\
\vec{\varepsilon}_j &= \lambda_{1,j} \boldsymbol{\psi}_0^T \mathbf{M}_0 \mathbf{N}(\boldsymbol{\psi}_0) \mathbf{g}_j - \boldsymbol{\psi}_0^T \mathbf{KN}(\boldsymbol{\psi}_0) \vec{g}_j \\
\vec{E}_j &= \mathbf{A}_0 \vec{q}_j - \lambda_{1,j} \vec{q}_j
\end{aligned} \tag{5.11}$$

sendo $\mathbf{A}_0 = \text{diag}[\lambda_{0,1}, \lambda_{0,2}, \dots, \lambda_{0,j}, \dots]$ e $\vec{q}_j = (\boldsymbol{\psi}_0^T \boldsymbol{\psi}_0)^{-1} \boldsymbol{\psi}_0^T \vec{\psi}_{1,j}$. Descartando o termo de erro $\vec{\varepsilon}_j$, a equação (5.10) pode ser reescrita como:

$$\alpha^2 \lambda_{1,j} \boldsymbol{\psi}_0^T \Delta \mathbf{M} \vec{\psi}_{1,j} = \mathbf{A}_0 \vec{q}_j - \lambda_{1,j} \vec{q}_j \tag{5.12}$$

Resultando em:

$$\vec{\alpha}_i^2 = \frac{\lambda_{0,j} - \lambda_{1,j}}{\lambda_{1,j}} \frac{\vec{q}_{ij}}{\boldsymbol{\psi}_{0,i}^T \Delta \mathbf{M} \vec{\psi}_{1,j}} \tag{5.13}$$

Equação (5.13) indica que existe um grupo $\vec{\alpha}_i^2$ para cada $\vec{\psi}_{1,j}$. Bernal (2004) salienta que a estimação mais precisa para a constante de normalização $\vec{\alpha}_i$ é dada por $i = j$ na equação (5.13). Os parâmetros modais da configuração original e modificada da estrutura podem ser determinados aplicando algum procedimento de identificação estocástica de sistemas, como o Método de Identificação Estocástica de Subespaço (SSI) abordado no capítulo anterior.

5.4 MONITORAMENTO ON-LINE DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL

Devido à necessidade da determinação das constantes de normalização modal α , o emprego do Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) para o monitoramento on-line ou instantâneo de estruturas torna-se um pouco trabalhoso. A equação (5.13) mostra que certa interrupção na operação da estrutura é necessária para a realização de testes dinâmicos com massas adicionais. Para a construção da matriz de flexibilidade no estado íntegro esta situação não é um grande inconveniente, pois uma vez obtidos, estes parâmetros são utilizados como referência para a determinação periódica do estado da estrutura. Entretanto, a condução de ensaios dinâmicos com massas adicionais toda a vez que a integridade da estrutura for avaliada é impraticável. Desta forma, a principal

dificuldade de aplicar o Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) para estabelecer diagnósticos on-line ou instantâneos da estrutura é a obtenção das constantes de normalização modal α para a condição corrente e possivelmente danificada da estrutura.

Diante deste fato, Gao e Spencer (2005) propuseram a utilização das constantes de normalização modal do estado íntegro para a construção da matriz de flexibilidade no estado corrente e/ou danificado da estrutura. Segundo os autores, esta premissa é válida para estruturas civis de grande porte, como as pontes, por exemplo, em que o dano possui um caráter local, não provocando nenhuma alteração significativa nas características globais da estrutura, incluindo assim estas constantes.

Desta forma, o primeiro passo para a implementação de um sistema de monitoramento on-line utilizando o Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) é a determinação das constantes de normalização modal para o estado íntegro da estrutura. Para isso devem ser realizados ensaios dinâmicos na estrutura na configuração original e com massas adicionais conhecidas, com a finalidade da obtenção dos parâmetros modais para estas duas situações. Convém salientar que neste procedimento as propriedades espectrais podem ser determinadas a partir de valores somente da resposta estrutural, caso típico das vibrações ambientais.

Como a idéia do procedimento é utilizar as constantes α da condição íntegra para também construir a matriz de flexibilidade do caso danificado e os modos obtidos para este estado são determinados arbitrariamente normalizados a partir de algum método estocástico de identificação de sistemas, então estes parâmetros das duas condições devem ser adequadamente escalados para que possa ser estabelecida uma coerência na comparação. Assim, os modos de vibração nos graus de liberdade dos sensores de medição podem ser fixados a ter norma igual a um, conforme mostra a equação (5.14):

$$\boldsymbol{\psi}_j^T \boldsymbol{\psi}_j = 1 \quad \text{ou} \quad \bar{\boldsymbol{\psi}}_j^T \bar{\boldsymbol{\psi}}_j = 1 \quad (5.14)$$

Após a obtenção das características dinâmicas para a condição íntegra da estrutura, a normalização dos modos de vibração de forma que apresentem norma igual a um (equação 5.14) e a determinação das constantes α (equação 5.13), a matriz de flexibilidade F_U pode ser construída através da equação (5.6), permitindo o estabelecimento de uma referencia de

comparação. Desta maneira, o segundo passo é a construção da matriz de flexibilidade aproximada para o estado danificado F_D empregando vibrações ambientais.

Novamente algum método de identificação estocástica de sistemas é utilizado para a obtenção das frequências naturais e das formas modais da estrutura, que por apresentarem-se mais uma vez arbitrariamente normalizadas devem ser escaladas adequadamente para possuir norma igual a 1. Agora a matriz de flexibilidade para o corrente estado é construída considerando estes parâmetros identificados e as constantes de normalização modal α previamente determinadas dadas para a condição íntegra.

De posse das matrizes de flexibilidade íntegra e danificada o Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) pode ser empregado para a avaliação da estrutura. Estes vetores são calculados a partir da matriz diferença de flexibilidade e então estaticamente aplicados nos pontos de posicionamento dos sensores no modelo íntegro da estrutura.

5.5 RESUMO

Este capítulo abordou alguns aspectos gerais dos sistemas de monitoramento on-line da integridade estrutural, sob um enfoque de pontes treliçadas. Inicialmente apresentou-se uma visão global sobre o desenvolvimento destes sistemas destacando-se a etapa de detecção de dano.

Logo em seguida o Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) foi apresentado. Esta é uma técnica recente com rigor matemático, facilidade de operação e muito eficiente porque é efetiva em situações de múltiplo dano, com poucos modos medidos e um número de sensores arbitrários. Na terceira parte do capítulo foi abordado o método da perturbação da massa, empregado para a determinação das constantes de normalização modal necessárias para a construção das matrizes de flexibilidade do estado íntegro que são utilizadas no método DLV. Finalmente, a extensão do método DLV para a condição de monitoramento on-line sem a interrupção das condições operacionais foi discutida, enfatizando os principais fatores intervenientes.

6 ANÁLISE NUMÉRICA

Este capítulo é dedicado à apresentação dos resultados obtidos no presente estudo. Inicialmente introduz-se uma breve descrição do modelo numérico utilizado no decorrer da análise. A seguir, os dados apresentados por Ni *et al.* (2005) são utilizados para conduzir um estudo de correlação com o objetivo de avaliar a influência da variação de temperatura nas frequências naturais e sua importância em estudos de detecção de dano. A segunda metade do capítulo inicia com a apresentação de um estudo numérico de uma estrutura treliçada tipo Warren contínua com batentes verticais para a avaliação da utilização de dois algoritmos e três variantes do Método de Identificação Estocástica de Subespaço (SSI) na determinação de seus parâmetros modais, a partir do conhecimento de dados somente de resposta para duas situações distintas de excitação, considerando a adição de ruído de medição. Por último, é realizado um estudo comparativo de detecção de dano a partir da observação de alterações nas propriedades dinâmicas da mesma estrutura analisada no caso anterior, para verificar o comportamento do Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) perante diferentes casos, intensidades de dano e, principalmente, em presença de ruído adicionado no sinal de resposta.

6.1 INTRODUÇÃO

A equação que descreve o movimento de uma barra submetida somente a deslocamentos axiais é demonstrada abaixo. Considerando que E , A e ρ denotam o módulo de elasticidade, a área da seção transversal e a massa específica do material e aplicando a segunda lei de Newton a um segmento de barra de treliça (Figura 6.1) tem-se:

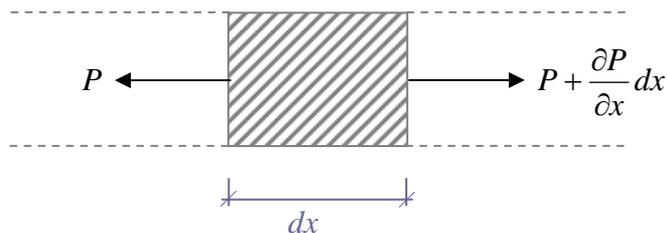


Figura 6.1: Segmento de uma barra de treliça

$$\rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \left(P + \frac{\partial P}{\partial x} dx \right) - P \quad (6.1)$$

em que u é o deslocamento axial na direção da barra e t o tempo. Substituindo a lei de Hooke, que determina $\frac{P}{A} = E \varepsilon$, e relação deformação-deslocamento, dada por $\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x}$, na equação (6.1) obtém-se a equação diferencial que descreve o comportamento de uma barra de treliça:

$$\rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(AE \frac{\partial u}{\partial x} \right) \quad (6.2)$$

Como função de interpolação para o deslocamento u (Figura 6.2) adota-se um polinômio de primeira ordem, assim tem-se:

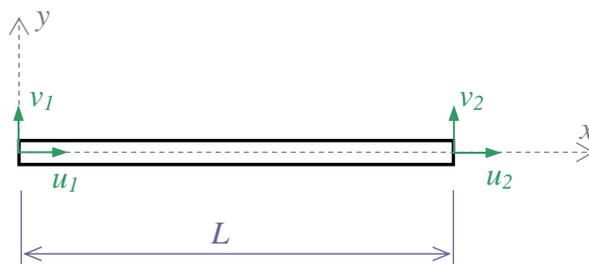


Figura 6.2: Barra axial com dois nós

$$u(x,t) = N_1(x)u_1(t) + N_2(x)u_2(t) \quad \text{com} \quad N_1(x) = \frac{L-x}{L} \quad \text{e} \quad N_2(x) = \frac{x}{L} \quad (6.3)$$

em que L é o comprimento do elemento, $N_1(x)$ e $N_2(x)$ são as funções de forma e $u_1(t)$ e $u_2(t)$ são os deslocamentos nodais do elemento de treliça. Definida a função de interpolação aplica-se a formulação do método dos elementos finitos (utilizando, por exemplo, o método de Galerkin). Para um único elemento obtém-se:

$$\int_0^L \left[\rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{\partial}{\partial x} \left(AE \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right] w_i dx = 0 \quad \text{em que } i = 1, 2 \quad (2 \text{ GLD}) \quad (6.4)$$

Desta forma, após realizar a integração e agrupar as equações na forma matricial determina-se a equação do movimento de um único elemento:

$$\mathbf{M}_e \ddot{\vec{v}}(t) + \mathbf{K}_e \vec{v}(t) = \vec{p}(t)_e \quad (6.5)$$

As matrizes são escritas considerando que o elemento de treliça possui dois graus de liberdade por nó, portanto possuem dimensão 4×4 . A matriz de rigidez $\mathbf{K}_e \in \mathbb{R}^{4 \times 4}$ fica:

$$\mathbf{K}_e = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (6.6)$$

e a matriz de massa consistente $\mathbf{M}_e \in \mathbb{R}^{4 \times 4}$:

$$\mathbf{M}_e = \frac{\bar{m}L}{6} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 2 \end{bmatrix} \quad (6.7)$$

onde \bar{m} é a massa por unidade de comprimento.

Para modelar estruturas treliçadas deve-se montar o sistema global composto dos vários elementos, cada um correspondendo as matrizes (6.6) e (6.7), com a consideração da transformação de coordenadas do sistema local para o sistema global. A equação do movimento global do sistema global é definida em (4.1) e repetida abaixo:

$$\mathbf{M}\ddot{\vec{v}}(t) + \mathbf{C}_2\dot{\vec{v}}(t) + \mathbf{K}\vec{v}(t) = \vec{p}(t) \quad (6.8)$$

Como abordado no Capítulo 4, devido à impossibilidade na determinação das constantes do material que governam o amortecimento da estrutura, não é possível obter a matriz de amortecimento utilizando o mesmo procedimento para a obtenção das matrizes de massa e rigidez. Uma maneira simples e eficiente para a construção da matriz \mathbf{C}_2 é através da consideração do amortecimento proporcional ou amortecimento de Rayleigh, dado na equação (6.9). Neste caso o amortecimento pode ser dado como uma combinação linear das matrizes \mathbf{M} e \mathbf{K} , representando que o amortecimento é distribuído na estrutura de forma similar a massa e a rigidez.

$$\mathbf{C}_2 = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K} \quad (6.9)$$

Os coeficientes a_0 e a_1 da equação acima são determinados em função de duas frequências de vibração ω_m e ω_n e da razão de amortecimento escolhida. Para o caso de $\xi_m = \xi_n = \xi$, escreve-se:

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \begin{bmatrix} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{bmatrix} \quad (6.10)$$

Para a obtenção da resposta da estrutura, aplica-se integração numérica da equação de movimento (equação 6.8) por meio do método de Newmark.

6.2 MODELOS PARA AVALIAR A INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA

Para avaliar a influência da temperatura sobre as frequências naturais em pontes de aço, os dados apresentados por Ni *et al.* (2005) são examinados nesta seção. Devido ao pequeno número de pontos, os resultados fornecidos por Alampalli (1998) foram considerados inadequados para a obtenção de uma relação entre frequências e temperaturas e, por isso, não foram utilizados.

A análise de correlação é conduzida utilizando modelos de regressão linear e redes neurais artificiais (RNA), que foram escolhidas devido à sua reconhecida capacidade em reconhecimento de padrão e aproximação de funções. A modelagem é realizada para o 1° e 4° modos (Figura 6.3), através da temperatura média medida e as correspondentes frequências naturais. Esta temperatura é definida como a média fornecida entre 20 sensores igualmente divididos em cinco categorias diferentes: viga de aço, tabuleiro de concreto, torres, asfalto e temperatura ambiente.

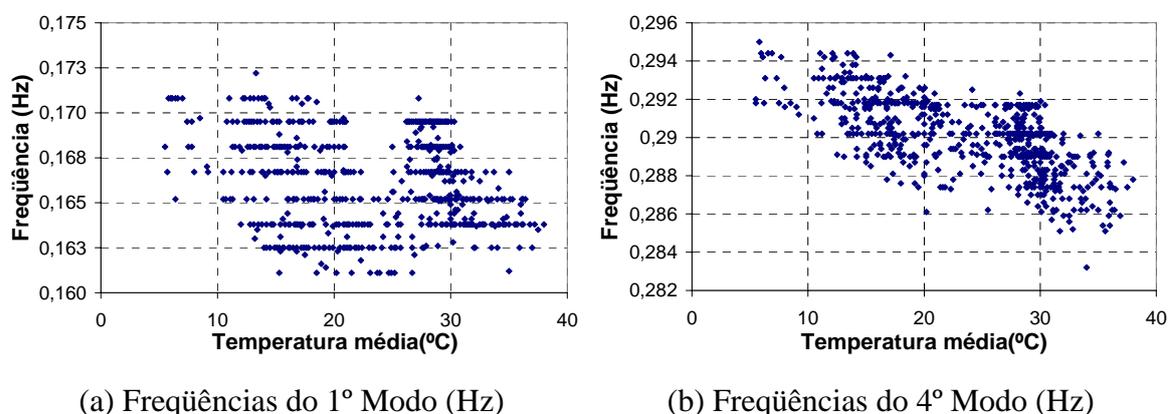


Figura 6.3: Relação entre frequências naturais e temperatura média

Entre os vários diferentes tipos de redes neurais artificiais (RNA), a rede multicamadas com algoritmo de retropropagação é geralmente a mais aplicada devido à sua simplicidade. Basicamente, este algoritmo de treinamento consiste em propagar o erro de trás para frente, ou seja, os primeiros neurônios a terem seus pesos corrigidos são os últimos da rede, os próximos são os anteriores e assim sucessivamente. Desta forma, para a avaliação da influência da temperatura nas frequências naturais, duas redes neurais artificiais idênticas foram desenvolvidas independentemente para o 1° e 4° modos. Como os dados do problema determinam a arquitetura da rede, as camadas de entrada e saída possuem apenas um neurônio que representam respectivamente a temperatura média e a frequência natural do modo em questão. Devido à falta de um critério teórico, o número de camadas ocultas e o seu respectivo número de neurônios foram determinados através de tentativa e erro, buscando um melhor desempenho da rede. Neste sentido adotou-se apenas uma camada oculta e a rede ficou estabelecida com uma configuração 1-9-1 (Figura 6.4).

Para testar as equações fornecidas pela regressão linear e verificar a habilidade de previsão da rede neural, os dados foram divididos em dois conjuntos, o primeiro para o treinamento e o segundo para a validação dos modelos. O primeiro conjunto é utilizado para o estabelecimento das equações de regressão e para o treinamento da rede. Então, amostras de temperaturas deste mesmo conjunto são apresentadas novamente como entradas na rede treinada e nas equações de regressão linear para serem comparadas com as saídas desejadas (amostras de frequências do conjunto de treinamento) a fim de avaliar a capacidade de reprodução. Após, amostras de temperaturas do segundo conjunto são apresentadas como entradas nas equações de regressão linear e na rede treinada para gerar frequências de saídas que são comparadas com os valores esperados (amostras de frequências do conjunto de validação) para avaliar a capacidade de previsão.

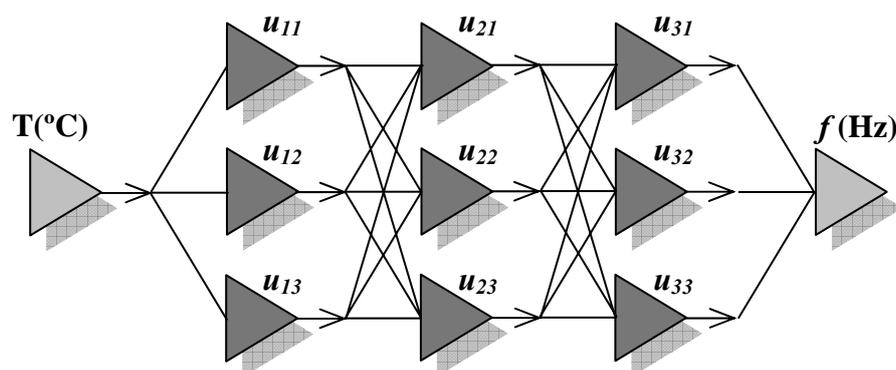


Figura 6.4: Arquitetura da rede neural artificial

Neste sentido, deve ser salientado que a principal idéia desta modelagem é o estabelecimento de coeficientes que possam ser utilizados como um ponto de partida para filtrar o efeito da temperatura nas frequências naturais. Como tais variações nas frequências podem ser da mesma ordem daquelas causadas pelo dano e o cálculo de valores médios das características dinâmicas em um extenso período de tempo pode não representar uma resposta efetiva porque os efeitos da temperatura podem conduzir estes valores para pontos abaixo ou acima de uma condição padrão, uma análise de correlação aparece como uma alternativa para minimizar este problema.

Considerando as equações de regressão propostas e chamando de ΔT as alterações na temperatura ($^{\circ}\text{C}$) a partir de valores de referência (aumento é positivo), as frequências do 1^o modo devem ser multiplicadas pelo seguinte fator:

$$\xi_{1^{\circ}} = 1 - 0,00051\Delta T \quad (6.11)$$

De maneira similar, as frequências do 4^o modo devem ser multiplicadas pelo seguinte coeficiente:

$$\xi_{4^{\circ}} = 1 - 0,00062\Delta T \quad (6.12)$$

As duas redes neurais artificiais construídas trabalham de forma similar: a entrada da rede é um valor ΔT que significa alterações na temperatura ($^{\circ}\text{C}$) a partir de valores de referência (aumento é positivo), e a saída fornece um fator de correção que deve ser multiplicado pela frequência natural medida. Esta temperatura de referência deve ser tomada igual à média de temperatura anual do local no qual a estrutura está situada, entretanto isto não é uma exigência das equações (6.11) e (6.12) ou para a modelagem em RNA. Cabe salientar que o desempenho do procedimento deve ser verificado através do cálculo da variância dos dados experimentais de frequência, antes e após a correção dos efeitos da temperatura. Claramente uma redução na variância deve ser esperada. As equações de regressão linear e os resultados obtidos com as redes neurais para os conjuntos de treinamento e validação para o 1^o e 4^o modos são mostrados na Figura 6.5.

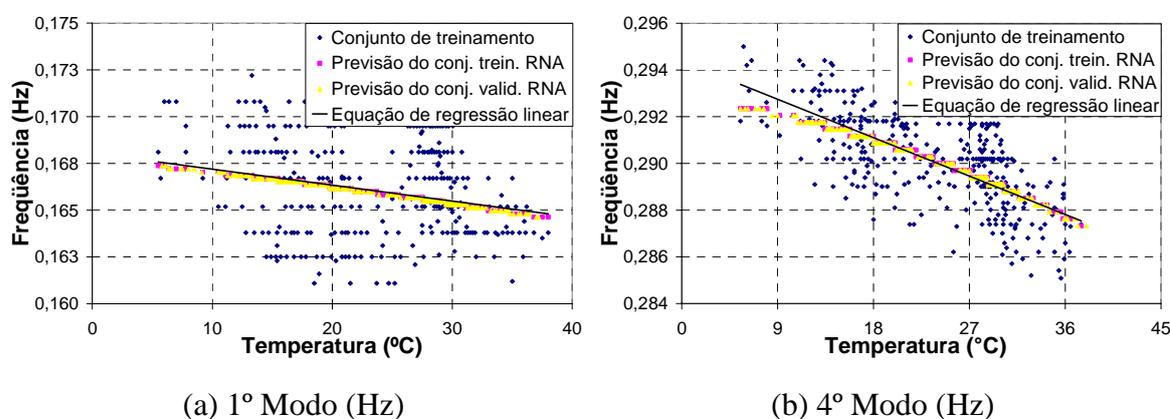


Figura 6.5: Resultados da regressão linear e RNA

Uma comparação quantitativa da performance da simulação e generalização das equações de regressão linear e das redes neurais artificiais é realizada através de uma análise residual. Os resíduos medem alterações na previsão a partir daqueles da observação é definido como:

$$r_i = |f_{oi} - f_{pi}| \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (6.13)$$

em que r_i é o resíduo, i é a ordem da amostra, n é o número total de amostras, f_{oi} é a frequência observada na amostra de ordem i . A média dos resíduos é estimada como:

$$\bar{r} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n r_i \quad (6.14)$$

O valor RMS é determinado como:

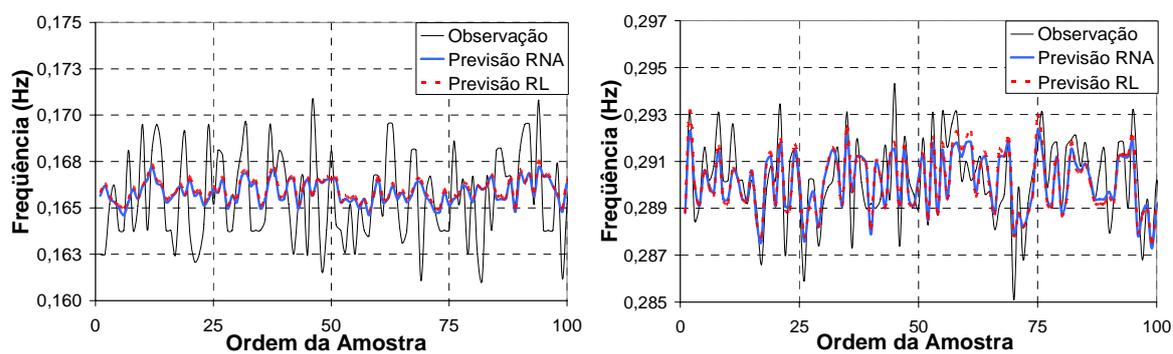
$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (r_i - \bar{r})^2} \quad (6.15)$$

A Figura 6.6 e a Tabela 6.1 mostram os resíduos, sua média e valores RMS gerados pela regressão linear e pela análise com redes neurais artificiais, para o 1º e o 4º modos. Pode ser visto que estes valores são muito próximos para o 1º modo, mas levemente superiores para as equações de regressão linear no 4º modo.

Tabela 6.1: Valores de resíduo médio e RMS gerados pela regressão linear e RNA

		1º Modo		4º Modo	
		Média	RMS	Média	RMS
		($\times 10^{-3}$)			
Conjunto de treinamento	Redes Neurais Artificiais	2,0692	1,3689	1,0873	7,9936
	Regressão linear	2,0740	1,3538	1,1307	8,0544
Conjunto de validação	Redes Neurais Artificiais	2,1024	1,3607	1,1769	8,7322
	Regressão linear	2,1010	1,3504	1,2187	8,8466

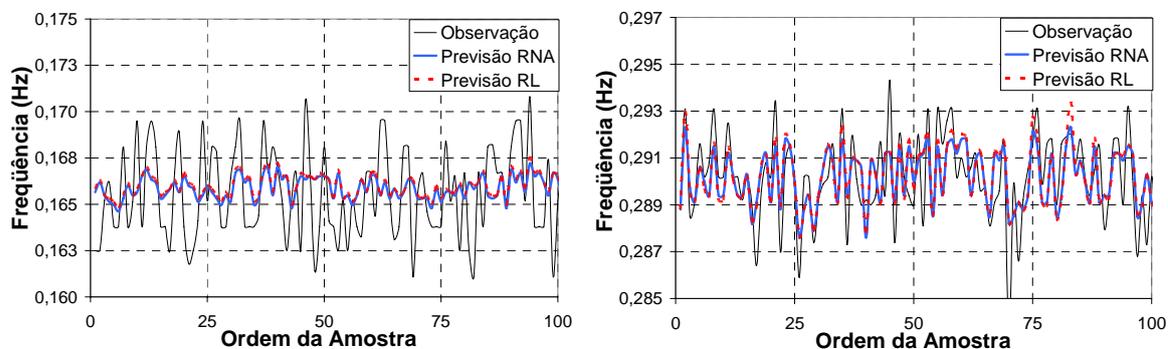
Para o exemplo em estudo, os resultados observados mostraram que o desempenho das RNAs (para esta configuração) e das equações de regressão linear foram muito semelhantes. Além disto, os modelos apresentaram praticamente a mesma habilidade para previsões tanto do conjunto de validação como do conjunto de treinamento, sugerindo que resultados confiáveis podem ser esperados se os padrões incluídos nas amostras de treinamento cobrem um ciclo completo de variações nas condições ambientais.



(a) 1º Modo (Hz)

(b) 4º Modo (Hz)

Conjunto de treinamento



(a) 1º Modo (Hz)

(b) 4º Modo (Hz)

Conjunto de validação

Figura 6.6: Comparação entre os modelos de regressão linear e RNA

Deve ser destacado que as relações aqui apresentadas foram estabelecidas utilizando-se um valor de temperatura médio entre vinte sensores espalhados ao longo da estrutura, diferentemente do trabalho apresentado por Ni *et al.* (2005), que considerou esta distribuição para a elaboração dos modelos por ele propostos. Também cabe salientar que

apesar de neste exemplo os resultados apresentados pelas duas diferentes modelagens terem sido muito semelhantes, as RNAs podem adaptar-se mais facilmente a situações como aquela.

Em um segundo trabalho, Zhou *et al.* (2005) utilizando dados da mesma ponte e estudando a aplicação de RNAs com uma configuração diferente da elaborada nesta seção observou resultados ligeiramente superiores. Neste trabalho os autores, mais uma vez considerando a distribuição de temperatura na estrutura, estabeleceram uma arquitetura com vinte neurônios na camada de entrada, representando cada um dos vinte sensores de temperatura medidos. Além disto, quando se tem por objetivo a representação da inércia termal, ou seja, os processos de aquecimento e resfriamento, as RNAs podem apresentar-se como uma alternativa eficiente pois além de adaptarem-se facilmente a sistemas dinâmicos também podem lidar com situações em que a dependência das frequências naturais com a temperatura tem um comportamento não linear.

O que se pode perceber através dos trabalhos apresentados por Ni *et al.* (2005) e Zhou *et al.* (2005) e dos resultados fornecidos nesta seção é que a distribuição da temperatura ao longo da estrutura desempenha um papel importante no estabelecimento de relações que avaliam as oscilações nas frequências naturais. Desta forma, pode-se dizer que quando experimentos com o objetivo do estabelecimento de relações entre temperatura e frequência forem realizados, algumas opções de análise devem ser testadas buscando uma melhor representação do problema em questão.

6.3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UM ENSAIO EXPERIMENTAL

6.3.1. Aspectos Gerais

Para o estabelecimento de sistemas de monitoramento da integridade de pontes treliçadas, testes dinâmicos devem ser periodicamente realizados na estrutura. Neste aspecto, enquanto pontes de pequenos vãos (geralmente da ordem de algumas dezenas de metros), que possuem frequências naturais dadas em um intervalo entre 0-30Hz, possibilitam a

realização de ensaios em vibrações livres, para as pontes de grandes vãos estaiadas e suspensas que apresentam frequências naturais dos modos predominantes em uma faixa entre 0-1Hz, torna-se extremamente difícil e oneroso fornecer excitações controladas para a determinação de níveis significativos de resposta. Geralmente, nestes casos a única forma de excitar a estrutura é dada através de fatores ambientais, como tráfego, vento e ondas, por exemplo.

Uma série de trabalhos recentes tem sido publicada na literatura descrevendo a realização de ensaios em condições de vibrações ambientais com sucesso em diferentes tipos de pontes, tanto para as de maior porte como também aquelas que possuem menores vãos. Entre as grandes pontes podem ser citados os ensaios das pontes suspensas Vincent Thomas (Abdel-Ghaffar e Housner, 1978), Golden Gate (Abdel-Ghaffar e Scanlan, 1985), Roebling (Ren *et al.*, 2004), New Carquinez (He *et al.*, 2005) e das pontes estaiadas Safti Link (Brownjohn *et al.*, 1999), Vasco da Gama (Cunha *et al.*, 2001). Nestes estudos, os testes de vibrações ambientais forneceram resultados de frequências naturais e modos de vibração muito precisos, mesmo considerando as amplitudes relativamente baixas das respostas.

Apesar das pontes de menores vãos apresentarem uma faixa de frequências mais ampla, as combinações entre as diferentes ações naturais em que a estrutura está submetida, tornam possíveis a excitação de seus primeiros modos de vibração (mais importantes para estudos de detecção de dano). Estudos experimentais recentemente realizados confirmam tal afirmação.

Segundo Chaallal e Shahawy (1998) e Karoumi (1999) veículos comerciais pesados possuem dois modos distintos: o primeiro em uma faixa entre 2-5Hz e o segundo acima de 7Hz. Os autores salientam que a rugosidade da pista é o fator mais influente na resposta da estrutura, e, além disto, a velocidade do veículo pode privilegiar algum destes modos. Peeters *et al.* (2001) estudou detalhadamente o comportamento da ponte Z24, na Suíça, quando submetida a vibrações ambientais. O autor salienta que as principais fontes de excitação da estrutura é o vento, tráfego de veículo e o caminhar das pessoas em situações de pouco trânsito. A Z24 possui os sete primeiros modos dentro de um intervalo de frequência entre 3,8-19Hz, sendo que todos foram corretamente identificados para as situações de vibrações ambientais.

Pontes de pequenos vão destinadas ao transporte ferroviário também já tiveram suas propriedades dinâmicas identificadas com sucesso quando submetidas a vibrações ambientais. Maeck e de Roeck (2000) estudaram o comportamento de uma ponte ferroviária de concreto protendido situada na fronteira entre a França e a Bélgica. Os primeiros nove modos da estrutura estão em um intervalo entre 3,08-19,44Hz. Durante o ensaio a ponte é submetida basicamente, a excitações devido à passagem do trem, a ação do vento, ao tráfego rodoviário abaixo e micro-tremores. Os nove modos identificados mostraram-se precisos e muito próximos aos valores teóricos.

6.3.2. Estrutura em estudo

Visando analisar os conceitos expostos nos capítulos anteriores, nesta seção é estudado numericamente o comportamento de uma estrutura tipo treliça Warren contínua com um batente vertical de aço, que possui um formato similar às pontes Rodoferroviária sobre o Rio Paraná e a ferroviária de Estreito apresentadas no Capítulo 3.

A análise dinâmica é conduzida via método dos elementos finitos em uma rotina escrita em linguagem MatLab utilizando-se elementos de treliça plana, resultando em 37 nós e 71 barras, numerados de acordo com a Figura 6.7. A altura da ponte treliçada é 9m e cada módulo possui 84m de comprimento, o que leva a um comprimento total de 168m. A estrutura é suportada por dois apoios de segunda classe nos nós 1 e 37 que impedem os movimentos de translação tanto na horizontal como na vertical e por um apoio de primeira classe localizado no nó número 19 que restringe o deslocamento na direção vertical.

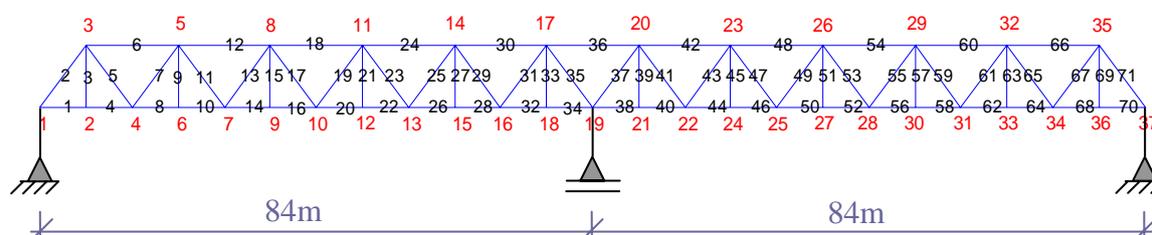


Figura 6.7: Representação da estrutura em estudo

As propriedades físicas e geométricas são ilustradas na Tabela 6.2. Considera-se que o aço é um material isotrópico com massa constante e uniforme.

Tabela 6.2: Propriedades físicas do material e geométricas da estrutura

Área	2.10^{-3}m^2
Módulo de Elasticidade	2.10^{11}N/m^2
Massa Específica	7860Kg/m^3

A matriz de amortecimento é construída considerando-se a hipótese de amortecimento proporcional à massa e a rigidez (amortecimento de Rayleigh), dado na equação (6.9). Neste trabalho, representou-se o primeiro e o quinto modos de vibração da estrutura com razão de amortecimento $\xi = 1\%$, desta forma determinaram-se as constantes $a_0 = 0,3128$ e $a_1 = 0,0002108$ para a condição íntegra através da equação (6.10).

Como a matriz de amortecimento é proporcional a matriz de rigidez, e em uma hipótese de dano considera-se que esta sofreu uma redução, logo para o estado danificado da estrutura a matriz de amortecimento sofrerá uma pequena alteração. Entretanto, como os valores de razão de amortecimento crítico de estruturas civis são bem baixos, esta modificação será pequena não afetando os modos e frequências de vibração.

Visando simular numericamente a ponte submetida a testes dinâmicos, dois tipos diferentes de excitação são aplicados no modelo matemático da estrutura em estudo: excitação ambiental e excitação impulsiva. Visto a dificuldade de se representar precisamente os efeitos de interação entre as diferentes ações que provocam as vibrações ambientais, e considerando que experimentalmente já foi provado que as propriedades modais podem ser identificadas com sucesso tanto em pontes de grandes vãos como em pontes de pequeno e médio porte, neste trabalho a excitação ambiental é representada pela aplicação de 69 sinais independentes e não correlacionados do tipo ruído branco com distribuição gaussiana, em todos os graus de liberdade da estrutura.

A análise da excitação impulsiva é feita através da aplicação de quatro impactos em seqüência (a fim de aumentar o tempo de análise e fazer a identificação mais precisa) com um intervalo de 20s entre cada, no grau de liberdade vertical do nó número 7. Este ponto foi escolhido para aumentar a energia de deformação de outros modos além do fundamental. Desta forma, o tempo total de análise para a resposta transiente é 80s. Já para a excitação aleatória a resposta foi calculada em 200s. O intervalo de integração foi escolhido como sendo 0,0005s e a magnitude das excitações foram ajustadas para fornecer valores de respostas em deslocamentos similares a condições reais de operação.

A Figura 6.8a mostra um sinal de excitação ambiental aplicado na treliça Warren, em que para melhor visualização ele é parcialmente mostrado. Já a Figura 6.8b mostra a seqüência de impactos aplicados ao grau de liberdade vertical do nó número 7. Na extremidade superior esquerda existe uma maior aproximação no eixo das abscissas o primeiro impacto aplicado na estrutura para deixar mais claro a sua duração.

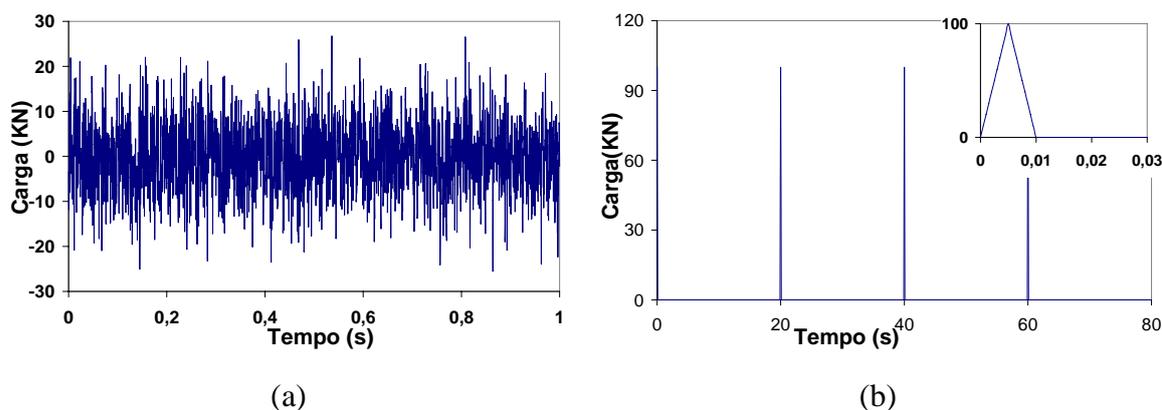


Figura 6.8: (a) Parte do sinal da excitação ambiental, (b) Excitação impulsiva

Desta forma, após a determinação das respostas para o caso de vibrações ambientais (Figura 6.9a) e para vibrações livres (Figura 6.9b), os dois algoritmos e as três variantes do método de identificação estocástica de subespaços (SSI) são aplicados. Para melhor representar as condições de um procedimento experimental, apenas as respostas dos graus de liberdade (na direção y) dos 22 nós do banzo inferior são utilizadas para a obtenção das características dinâmicas, o que leva a uma determinação das formas modais apenas nestes respectivos GDLs. Além disto, com o intuito de comparar as variações do método de

identificação de forma mais eficaz, adiciona-se um sinal do tipo ruído branco com amplitude equivalente a 5% das respostas medidas nestes pontos (mais detalhes sobre a adição do ruído são explicados a seguir).

Para reduzir o número de dados e fazer a identificação mais precisa na faixa de frequências de interesse, os dados de resposta são filtrados através de um filtro passa – baixa Chebyshev tipo I de oitava ordem e re-amostrados com a taxa de 100Hz (vinte vezes inferior a taxa original). Cabe salientar que como normalmente são utilizados acelerômetros na instrumentação da estrutura, os sinais de resposta são tomados em termos de aceleração.

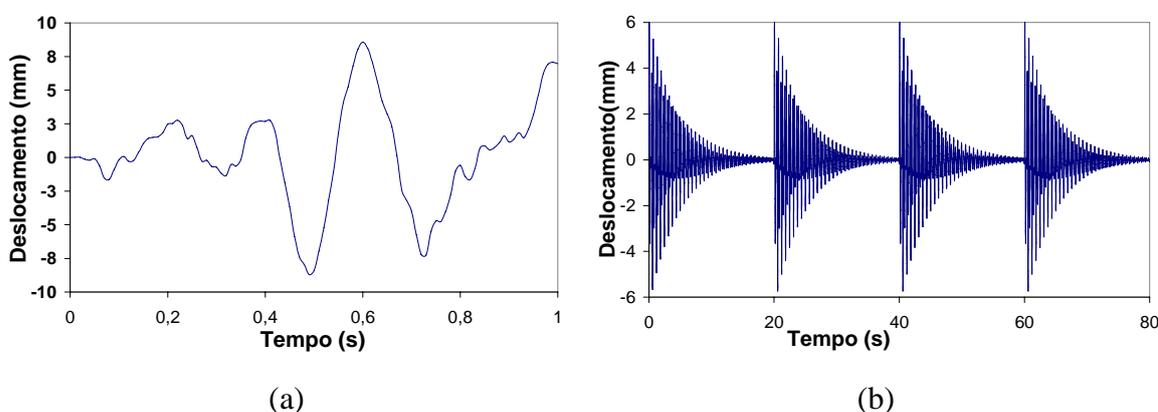


Figura 6.9: (a) Parte da resposta ambiental, (b) Resposta impulsiva

A fim de atingir uma maior precisão nos resultados, todos os sensores foram escolhidos como sendo de referência, além disto, para a seleção dos pólos estáveis foram construídos diagramas de estabilização. Devido à presença do ruído, foram geradas cinco amostras de resposta para cada caso de excitação. Ainda é importante citar que, ao contrário das vibrações livres que possuem a mesma excitação em todas as amostras, as excitações ambientais são geradas de maneira independente e, portanto, distintas em cada uma delas.

A Tabela 6.3 mostra uma comparação entre os valores obtidos através na rotina em MatLab e os valores de frequência e amortecimento encontrados pela identificação para o caso de vibrações ambientais. Neste caso, as propriedades dinâmicas são determinadas como a média entre os valores obtidos para as cinco amostras de resposta. Os valores entre parênteses representam o coeficiente de variação dos valores identificados.

Tabela 6.3: Comparação dos Resultados: Excitação ambiental

Modos		1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°		
Análise Teórica	$f(Hz)$	3,1438	4,7448	8,6362	11,7569	11,9576	18,6109	20,6468		
	ξ	0,0100	0,0084	0,0086	0,0099	0,0100	0,0137	0,0149		
Excitação Ambiental	SSI - Algoritmo 1	PC	$\bar{f}(Hz)$	3,1463	4,7508	8,6397	11,7584	11,9554	18,6324	20,6536
				(0,002)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)
			$\bar{\xi}$	0,0113	0,0097	0,0085	0,0104	0,0095	0,0128	0,0144
				(0,179)	(0,176)	(0,119)	(0,099)	(0,089)	(0,093)	(0,068)
		CVA	$\bar{f}(Hz)$	3,1453	4,7495	8,6379	11,758	11,9546	18,633	20,6552
				(0,002)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)
		$\bar{\xi}$	0,0112	0,0094	0,0086	0,0104	0,0095	0,0133	0,0144	
			(0,178)	(0,183)	(0,121)	(0,109)	(0,085)	(0,086)	(0,065)	
	UPC	$\bar{f}(Hz)$	3,1467	4,7508	8,6408	11,7596	11,9566	18,6394	20,6576	
			(0,002)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	
		$\bar{\xi}$	0,0113	0,0095	0,0086	0,0103	0,0094	0,0132	0,0143	
			(0,179)	(0,181)	(0,120)	(0,108)	(0,083)	(0,071)	(0,064)	
SSI - Algoritmo 2	PC	$\bar{f}(Hz)$	3,1415	4,7465	8,6315	11,75	11,9482	18,6086	20,6298	
			(0,002)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	
		$\bar{\xi}$	0,0103	0,0096	0,009	0,0105	0,0097	0,0136	0,0154	
			(0,192)	(0,184)	(0,128)	(0,103)	(0,104)	(0,121)	(0,084)	
	CVA	$\bar{f}(Hz)$	3,1416	4,7458	8,6328	11,7528	11,9498	18,6044	20,649	
			(0,002)	(0,0012)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	
	$\bar{\xi}$	0,0107	0,0095	0,0087	0,0109	0,0098	0,0138	0,0156		
		(0,184)	(0,182)	(0,115)	(0,113)	(0,088)	(0,099)	(0,076)		
UPC	$\bar{f}(Hz)$	3,1467	4,7508	8,6409	11,7596	11,9566	18,6396	20,6576		
		(0,002)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)	(0,001)		
	$\bar{\xi}$	0,0113	0,0095	0,0086	0,0103	0,0094	0,0132	0,0143		
		(0,179)	(0,181)	(0,120)	(0,108)	(0,083)	(0,070)	(0,064)		

Os resultados obtidos mostram uma grande similaridade. De forma geral, os dois algoritmos e as duas variantes apresentaram excelente concordância entre eles e em relação aos valores teórico-numéricos da análise via elementos finitos. Cabe salientar que os valores dos coeficientes de variação para as freqüências identificadas foram inferiores aos

do amortecimento, como já era esperado. A Tabela 6.4 mostra a comparação entre os valores obtidos em MatLab e os parâmetros identificados para o caso de vibrações livres.

Tabela 6.4: Comparação dos Resultados: Excitação impulsiva

Modos		1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°		
Análise Teórica	$f(Hz)$	3,1438	4,7448	8,6362	11,7569	11,9576	18,6109	20,6468		
	ξ	0,0100	0,0084	0,0086	0,0099	0,0100	0,0137	0,0149		
Excitação Impulsiva	SSI - Algoritmo 1	PC	$\bar{f}(Hz)$	3,1481	4,7476	8,6784	11,744	11,9566	18,6266	20,6202
			ξ	(0,000)	(0,000)	(0,002)	(0,001)	(0,001)	(0,000)	(0,000)
		CVA	$\bar{f}(Hz)$	3,1477	4,7474	8,7072	11,748	11,9676	18,6272	20,6414
			ξ	(0,000)	(0,000)	(0,003)	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,001)
		UPC	$\bar{f}(Hz)$	3,149	4,7437	8,6631	11,7112	11,9312	18,5946	20,6402
			ξ	(0,001)	(0,001)	(0,004)	(0,003)	(0,002)	(0,001)	(0,006)
	SSI - Algoritmo 2	PC	$\bar{f}(Hz)$	3,1443	4,7448	8,6356	11,756	11,956	18,6064	20,639
			ξ	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)
		CVA	$\bar{f}(Hz)$	3,1463	4,7467	8,6537	11,7592	11,9582	18,6166	20,6588
			ξ	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)
		UPC	$\bar{f}(Hz)$	3,1472	4,7401	8,6304	11,7322	11,9404	18,584	20,6564
			ξ	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)	(0,000)

De maneira similar, os resultados identificados para a excitação impulsiva foram muito próximos para os dois algoritmos e para as três variantes e também daqueles obtidos com a análise via elementos finitos. Entretanto, a utilização do segundo algoritmo com a consideração das variáveis PC e CVA, apresentou um número inferior de pólos espúrios, levando a uma maior economia do tempo computacional.

Para a avaliação da correlação entre as formas modais identificadas e os valores obtidos teoricamente, utiliza-se o Critério da Concordância Modal (MAC). Este índice fornece a correlação entre dois grupos diferentes de formas modais, sendo utilizado para verificar diferenças gerais entre eles. Como pode ser observado na Tabela 6.5 esse valor mostra-se em quase todas as situações igual a 1, ou seja, os modos apresentam correlação plena.

Tabela 6.5: Valores MAC

Modos		1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	
Excitação Ambiental	SSI Algoritmo 1	PC	1,0000	1,0000	0,9998	1,0000	0,9985	0,9993	0,9999
		CVA	1,0000	1,0000	0,9993	1,0000	0,9989	0,9994	0,9999
		UPC	1,0000	1,0000	0,9998	1,0000	0,9990	0,9993	0,9999
	SSI Algoritmo 2	PC	1,0000	1,0000	1,0000	0,9999	0,9980	0,9997	0,9998
		CVA	1,0000	1,0000	0,9994	0,9999	0,9990	0,9971	0,9998
		UPC	1,0000	1,0000	0,9998	1,0000	0,9990	0,9993	0,9999
Excitação Impulsiva	SSI Algoritmo 1	PC	1,0000	1,0000	0,9838	0,9976	0,9998	0,9993	0,9535
		CVA	1,0000	1,0000	0,9717	0,9986	0,9955	0,9948	0,9336
		UPC	1,0000	1,0000	0,9952	0,9827	0,9919	0,9926	0,9413
	SSI Algoritmo 2	PC	1,0000	1,0000	0,9999	1,0000	1,0000	1,0000	0,9995
		CVA	0,9985	0,9997	0,9789	0,0521	0,9994	0,9986	0,9713
		UPC	1,0000	1,0000	0,9990	0,9932	0,9922	0,9992	0,9963

As sete primeiras formas modais obtidas pela rotina em MatLab e identificadas através da variante PC com o segundo algoritmo para o caso de vibrações livres são mostradas na

Figura 6.10. Como se pode observar, as marcas em vermelho que representam os valores identificados são praticamente coincidentes com as linhas em azul fornecidas pela análise em elementos finitos.

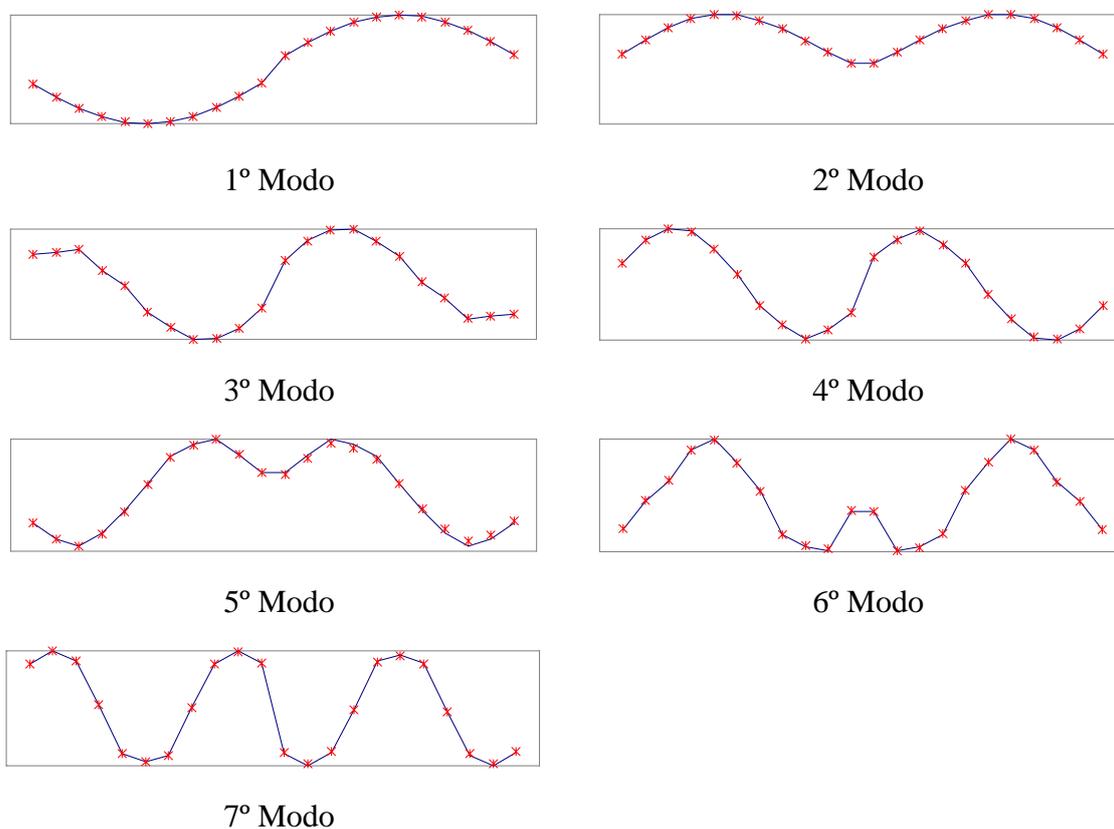


Figura 6.10: Modos teóricos e identificados

Após analisada a qualidade na determinação dos parâmetros modais da estrutura, o passo seguinte é a determinação do dano na estrutura. A sua presença é simulada através da redução da seção transversal das barras. A fim de avaliar se o Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) fornece bons resultados para baixos níveis de dano e na presença de ruído, algumas situações são consideradas.

Primeiramente, são selecionadas três situações diferentes da presença do dano. O primeiro caso equivale ao dano na barra 8, localizada no banzo inferior entre os nós 4 e 6. O segundo caso equivale a presença do dano na barra 45 localizada entre os nós 23 e 24, tendo sido esta barra selecionada pois sua perda de rigidez afeta muito pouco as características dinâmicas da estrutura. E por último, o terceiro caso equivale a uma

situação de dano duplo, ou seja, as barras 17, localizada entre os nós 8 e 10, e 54, localizada entre os nós 26 e 29 apresentam-se com rigidez reduzida simultaneamente. As Figuras 6.11 a 6.13 identificam as barras danificadas dos três casos em análise.

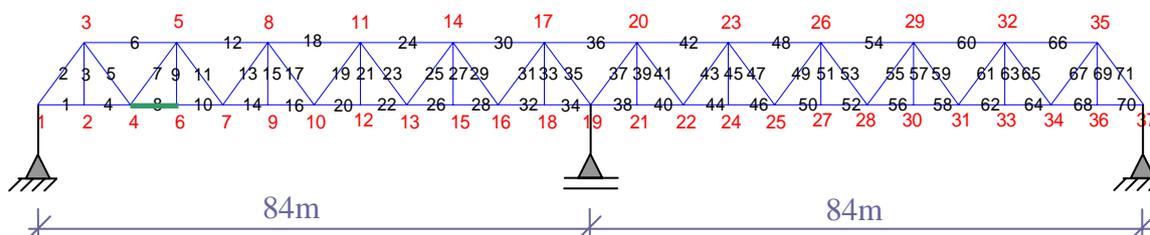


Figura 6.11: Caso 1 – Barra 8 danificada

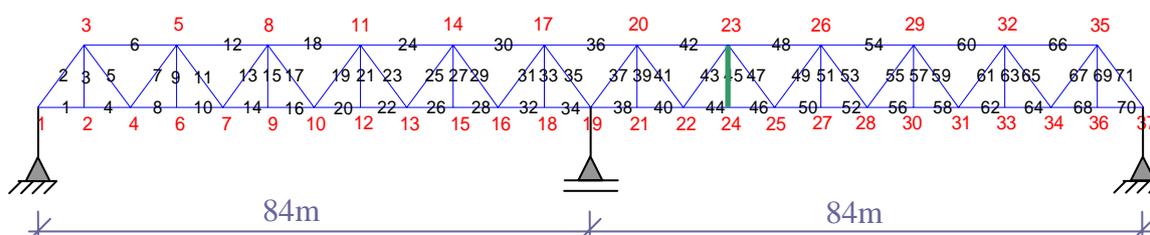


Figura 6.12: Caso 2 – Barra 45 danificada

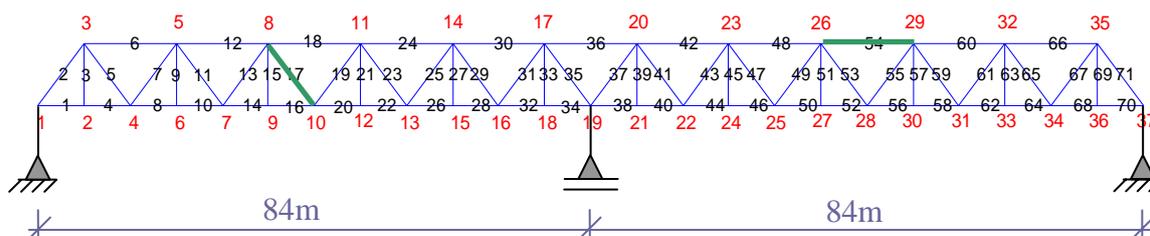


Figura 6.13: Caso 3 – Barras 17 e 54 danificadas

Para cada caso são simulados quatro níveis de dano com reduções percentuais da seção transversal das barras de: 5%, 10%, 15% e 20%. Além disso, para fazer a simulação numérica mais próxima de uma condição real, após a resposta ter sido determinada, um sinal do tipo ruído branco é adicionado. Seguindo o mesmo critério exposto anteriormente,

optou-se por utilizar a resposta em termos de aceleração para a obtenção das características dinâmicas da estrutura e, por isso, a adição do ruído é dada nas acelerações.

O nível do ruído adicionado é controlado através da relação percentual entre o seu desvio padrão e o desvio padrão do sinal de resposta simulado. Entretanto, como as magnitudes de resposta variam em função do grau de liberdade, assim, com o objetivo de manter o mesmo nível de ruído em todos os GDL, esta relação é dada pela razão entre o desvio padrão do ruído e a média dos desvios padrões das respostas medidas. Neste sentido optou-se por variar a intensidade do ruído adicionado em cinco níveis, de acordo com a relação proposta: 0%, 2,5%, 5%, 10% e 15%. Considerando que as gerações da excitação ambiental e do ruído são aleatórias, foram realizadas 50 simulações para cada caso analisado: estrutura íntegra, estrutura com adição de massa, cada caso de dano e cada intensidade. Este número foi escolhido por razões estatísticas, visto que 30 ou mais amostras já caracterizam uma população.

Tal condição representa a realização de 50 ensaios experimentais em seqüência para uma mesma condição da estrutura. Isto significa que estas 50 amostras de resposta devem ser adquiridas e identificadas de forma separada para que então, de posse destes valores, a média entre eles possa ser calculada. Para isso, foram utilizados os sete primeiros modos de vibração identificados com o segundo algoritmo e a variante PC do método SSI. Optou-se pela utilização desta combinação de algoritmo e variante, pois como pôde ser observado anteriormente apresentou um número inferior de pólos espúrios e, assim, um menor esforço computacional. Cabe destacar que para cada amostra, antes do cálculo da média, já deve ser levado em consideração a influência da temperatura nas propriedades dinâmicas da estrutura, visto que tais efeitos podem conduzir a média para pontos abaixo ou acima da condição padrão. Entretanto, como os dados da análise do dano no presente estudo são gerados numericamente e a presença do ruído não altera a média, os valores de cada amostra não são ponderados por coeficientes que levem em consideração tais efeitos.

Analisando o problema de detecção de dano em questão como uma parte de um sistema de monitoramento contínuo da integridade estrutural, para o caso de vibrações ambientais, a aquisição de 50 amostras levaria a um tempo total de cerca de 2h47min de análise, exigindo condições operacionais adequadas durante este período para a realização dos ensaios. Já para a excitação impulsiva o tempo total seria de cerca de 1h7min, contudo,

apesar deste caso ser independente de fatores naturais, pode exigir algum grau de interrupção na condição de serviço da estrutura para sua realização. Pode-se também estabelecer um plano de aquisição de sinais de respostas para que o estado da estrutura possa permanentemente ser avaliado, sempre comparando com um estado inicial já conhecido e determinado da mesma forma.

No contexto do presente estudo, optou-se por obter os parâmetros modais de referência para os casos da estrutura íntegra e com adição de massa em uma condição fixa, variando os casos danificados. Cabe salientar que para a aplicação do método da perturbação da massa foram adicionadas massas de 50Kg nos 22 graus de liberdade de posicionamento dos sensores. Estes valores foram escolhidos porque estão de acordo com condições reais de ensaio. Desta maneira, as características dinâmicas da estrutura íntegra e com adição de massa foram obtidas para um nível de ruído equivalente a 5%, tanto para o caso de vibrações ambientais como para o caso de vibrações livres. Com estes dados, a matriz de flexibilidade nos pontos de posicionamentos dos sensores e as constantes de normalização para o estado íntegro da estrutura foram determinadas. A matriz de flexibilidade para o estado danificado é construída considerando os parâmetros identificados para esta situação e as constantes de normalização modal previamente determinadas dadas para a condição íntegra.

O procedimento descrito no Capítulo 5 é seguido para a localização do dano. Para isso foi escrito uma outra rotina em linguagem MatLab que permite a análise estática de treliças planas. Os vetores de localização de dano são avaliados utilizando a opção alternativa para a solução do problema e, após, são aplicados estaticamente nos pontos de posicionamento dos sensores no modelo íntegro da estrutura. A utilização do índice *svn* (Bernal, 2002) para selecionar os DLVs apresentou dificuldade na detecção de alguns dos casos de dano. Para a estrutura em análise com a corrente configuração e distribuição de sensores, os oito últimos autovalores forneceram bons resultados e, por isso, foram estes os escolhidos e assim utilizados para localizar o dano nos diferentes cenários. Cabe salientar que este é um dos pontos mais importantes da metodologia, visto que caso sejam selecionados os DLVs erroneamente, falsos diagnósticos serão apresentados levando a uma falsa conclusão sobre o verdadeiro estado da estrutura. Como este índice apresentou-se deficiente em alguns casos, não se recomenda utilizar os vetores associados ao índice *svn* em caráter um

definitivo, mas sim como uma referência para a determinação dos verdadeiros DLVs. Uma solução interessante é pré-selecionar um grupo de casos de dano e, nestas situações, comparar quais são os resultados obtidos com a adição ou retirada de um vetor do grupo. Com este procedimento geralmente falsos DLVs podem ser identificados e, assim, descartados.

As Figuras 6.14, 6.15 e 6.16 mostram os resultados obtidos com a aplicação do Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) para a condição de vibrações ambientais, nível de ruído igual a 5% e intensidade de dano também de 5% para o dano Caso 1, Caso 2 e Caso 3. Os índices WSI e a tensão normalizada apresentaram um comportamento semelhante, por isso somente os resultados destes últimos foram apresentados.

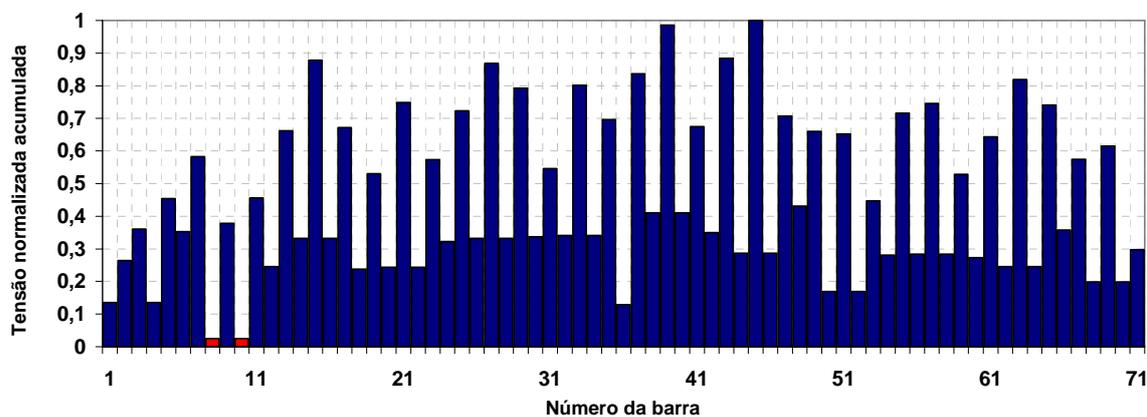


Figura 6.14: Caso 1 VA– Ruído 5%

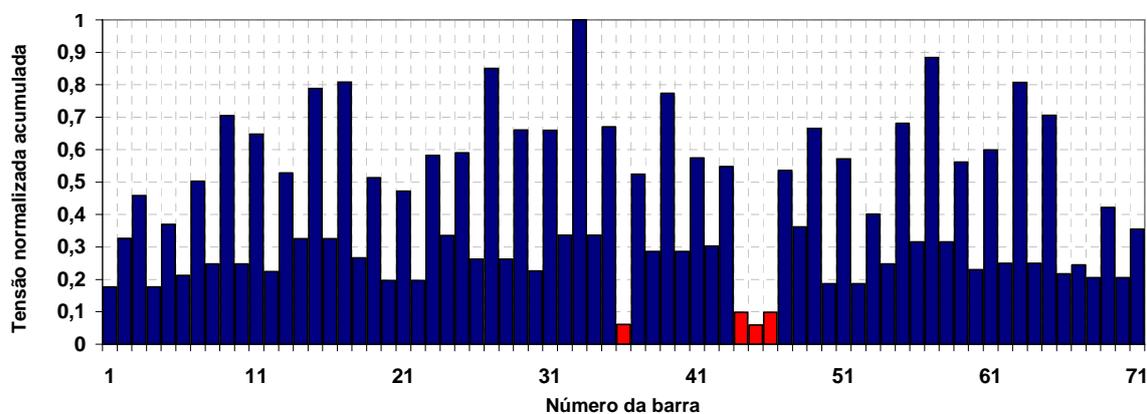


Figura 6.15: Caso 2 VA– Ruído 5%

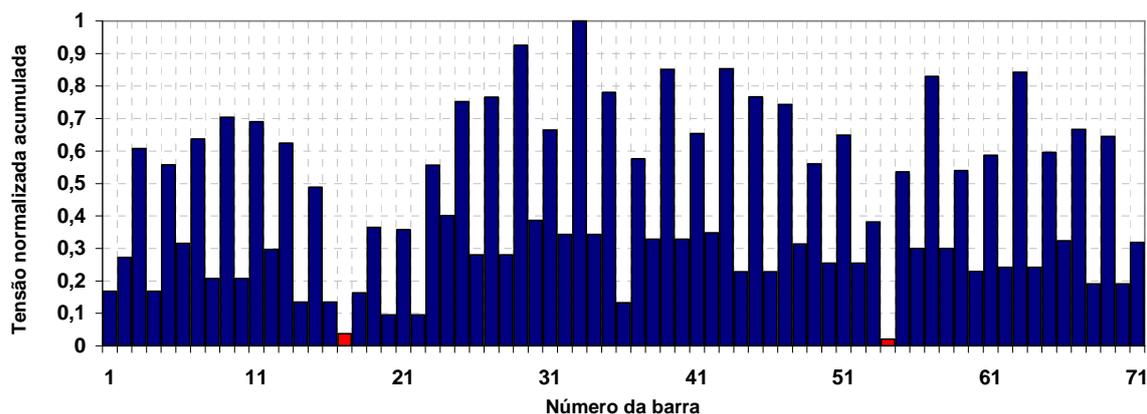


Figura 6.16: Caso 3 VA– Ruído 5%

Os três casos os elementos danificados possuem uma tensão normalizada acumulada consideravelmente menor quando comparada com os outros elementos e com o limite de 0,1 (Bernal, 2002). Aparentemente a razão pela qual o elemento 10 também apresenta uma tensão acumulada pequena pode ser explicada pelo equilíbrio de forças no nó número 6. Sob esta configuração de cargas verticais, aplicadas somente nos nós do banzo inferior, se uma destas duas barras tem tensão pequena, então a outra possui também. Desta maneira, o elemento 8 é localizado com sucesso como um possível elemento danificado na estrutura.

No segundo caso de dano elementos vizinhos à barra danificada também possuem tensão normalizada acumulada menor que as outras e menor que o limite, o que não atrapalha a correta localização da barra em uma posterior inspeção visto que elas são barras do mesmo módulo. Além destas a barra 36 também possui uma tensão normalizada acumulada inferior ao limite. Para o Caso 3 somente os elementos avariados apresentaram tensão normalizada acumulada inferior às demais barras e ao limite pré-estabelecido. O que pode ser visto é que, elementos que não estão danificados podem possuir também uma pequena tensão normalizada acumulada quando os DLVs são aplicados como cargas estáticas. Segundo Bernal (2002), este método identifica um pequeno grupo de elementos com pequena tensão normalizada acumulada onde dentre estes está contido o verdadeiro.

A fim de ilustrar o comportamento do método DLV para o máximo ruído analisado (15%), as Figuras 6.17, 6.18 e 6.19 são apresentadas. Elas mostram os resultados obtidos para vibrações ambientais e intensidade de dano de 5% para os casos 1, 2 e 3.

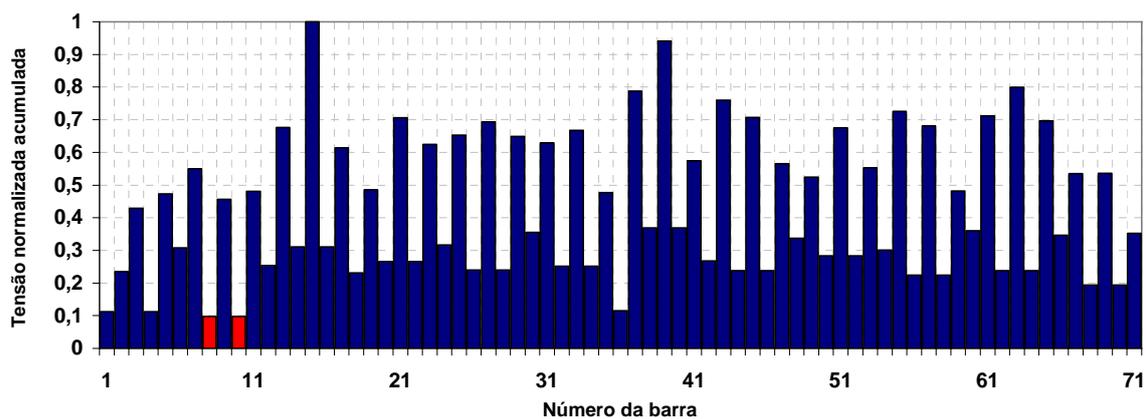


Figura 6.17: Caso 1 VA– Ruído 15%

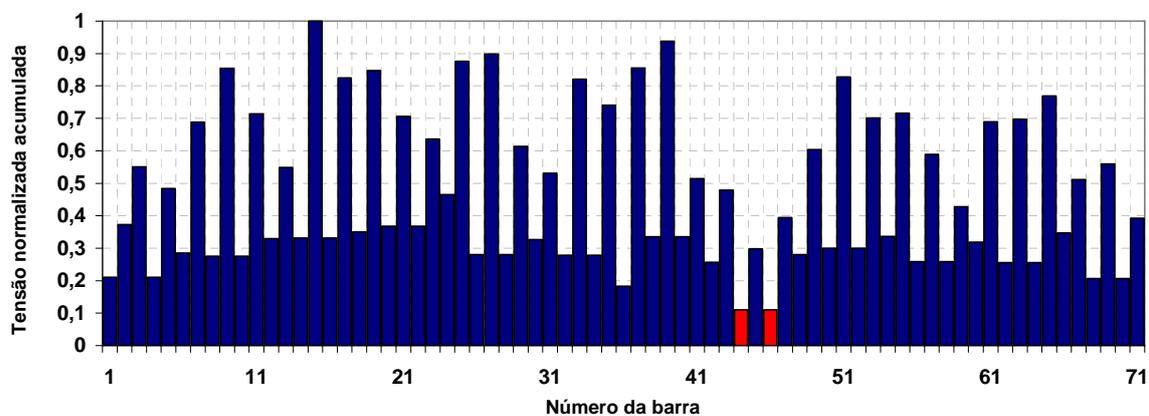


Figura 6.18: Caso 2 VA– Ruído 15%

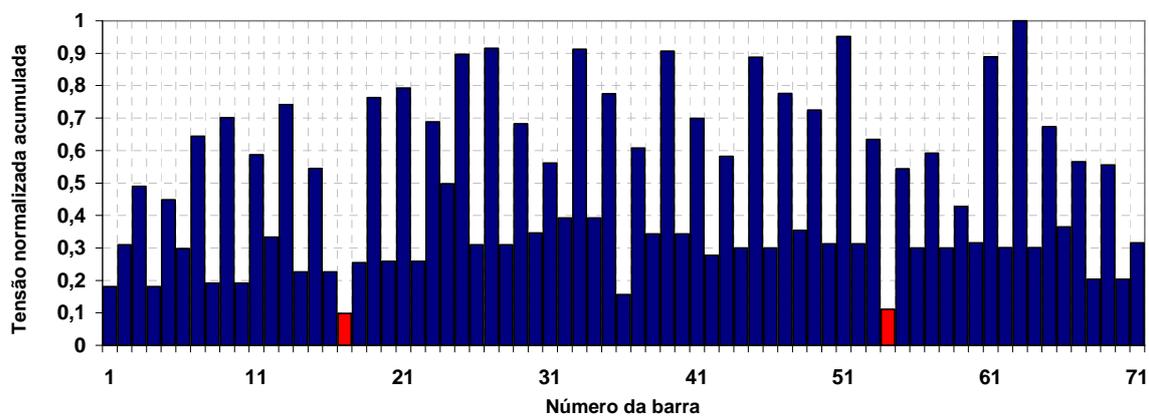


Figura 6.19: Caso 3 VA– Ruído 15%

Novamente, o método apresentou resultados plenamente satisfatórios. Nos casos 2 e 3 a tensão normalizada acumulada foi ligeiramente superior ao limite, mas bem inferior aos outros elementos, não comprometendo a localização. Para o Caso 2 o elemento danificado apresentou uma tensão elevada, entretanto duas barras vizinhas possuem tensão muito pequena quando comparada às demais barras. A Tabela 6.6 apresenta uma comparação dos resultados obtidos com o método DLV para o caso de vibrações ambientais, considerando os diferentes casos de dano e as distintas intensidades de ruído.

Tabela 6.6: Comparação da localização: vibrações ambientais

Ruído		Dano							
		5%	10%	15%	20%				
0%	Caso 1								
	Caso 2								
	Caso 3								
2,5%	Caso 1								
	Caso 2								
	Caso 3								
5%	Caso 1								
	Caso 2								
	Caso 3								
10%	Caso 1								
	Caso 2								
	Caso 3								
15%	Caso 1								
	Caso 2								
	Caso 3								

O preenchimento em verde representa que somente a barra danificada foi localizada com sucesso. Como já foi comentado, para o Caso 1 a barra 10 é sempre localizada em conjunto com a 8. O preenchimento em amarelo significa que um pequeno grupo de elementos possui tensão normalizada acumulada inferior aos demais e ao limite pré-estabelecido, incluindo dentre eles o correto elemento danificado. Já o preenchimento em laranja representa que um pequeno grupo de barras possui tensão normalizada acumulada muito inferior aos demais elementos, mas ligeiramente superior ao limite pré-estabelecido.

De forma geral o método apresentou muito bons resultados. Analisando a tabela, pode ser percebida a tendência para uma maior facilidade de localização nos menores níveis de ruído. Em relação às intensidades do dano, mesmo para o caso inicial de apenas 5% o método foi capaz de localizar o elemento danificado em todas as situações analisadas. Entretanto, para o segundo caso de dano, que possui uma variação muito pequena das características dinâmicas, nos níveis de ruído de 10% e 15%, a tensão normalizada acumulada do elemento danificado mostrou-se inferior à das demais barras, mas levemente superior ao limite pré-estabelecido.

As Figuras 6.20, 6.21 e 6.22 mostram os resultados obtidos com a aplicação do Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) para a condição de vibrações livres e níveis de ruído e dano igual a 5% para o dano Caso 1, Caso 2 e Caso 3. Como no caso de vibrações ambientais, os índices WSI e a tensão normalizada apresentaram um comportamento semelhante, por isso somente os resultados destes últimos foram apresentados.

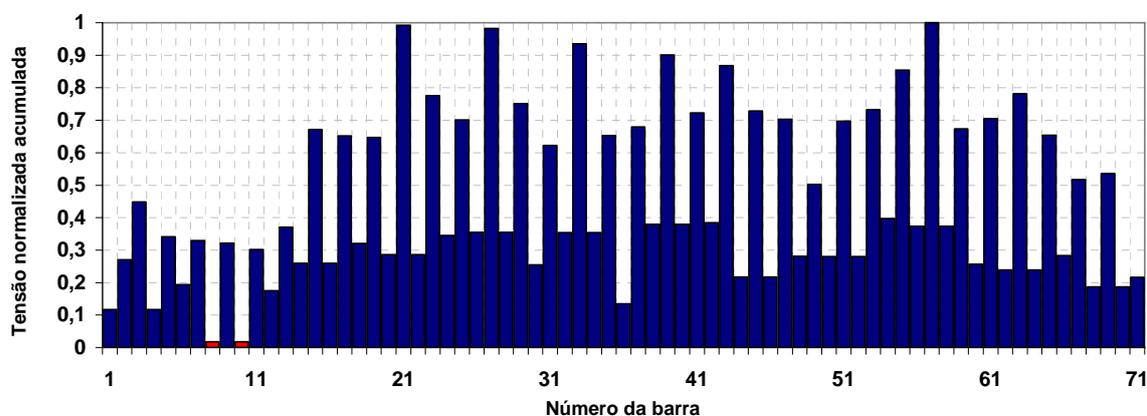


Figura 6.20: Caso 1 VL – Ruído 5%

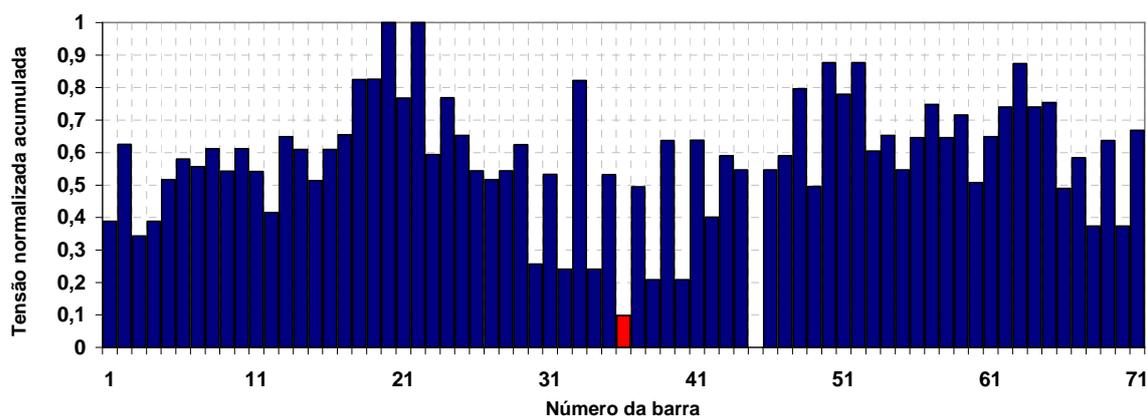


Figura 6.21: Caso 2 VL– Ruído 5%

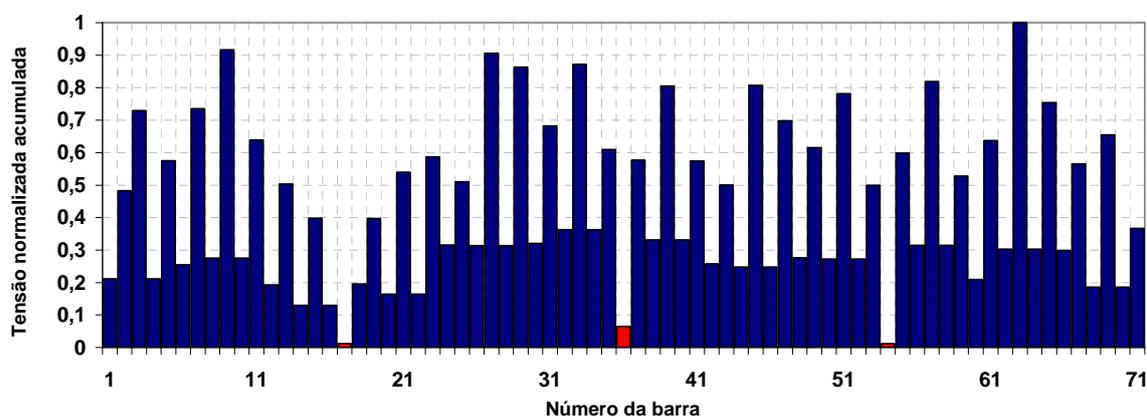


Figura 6.22: Caso 3 VL– Ruído 5%

Como para o caso de vibrações ambientais, observa-se que nos três casos os elementos danificados possuem uma tensão normalizada acumulada consideravelmente menor quando comparada com os outros elementos e com o limite de 0,1. Da mesma forma, para esta configuração de carga, se o elemento 8 apresenta uma tensão acumulada baixa, a barra 10 também possuirá.

No segundo caso de dano apenas a barra 36 além da barra 45 também possui uma tensão normalizada acumulada inferior ao limite pré-estabelecido. Para o Caso 3 os elementos avariados apresentaram tensão normalizada acumulada inferiores às demais barras e ao

limite pré-estabelecido. Contudo também neste caso a barra 36 possui uma tensão normalizada acumulada inferior ao limite.

Os resultados obtidos para o nível máximo de ruído analisado (15%) para a condição de vibrações livres são apresentados nas Figuras 6.23, 6.24 e 6.25. Elas mostram os resultados para intensidade de dano de 5% no Caso 1, Caso 2 e Caso 3.

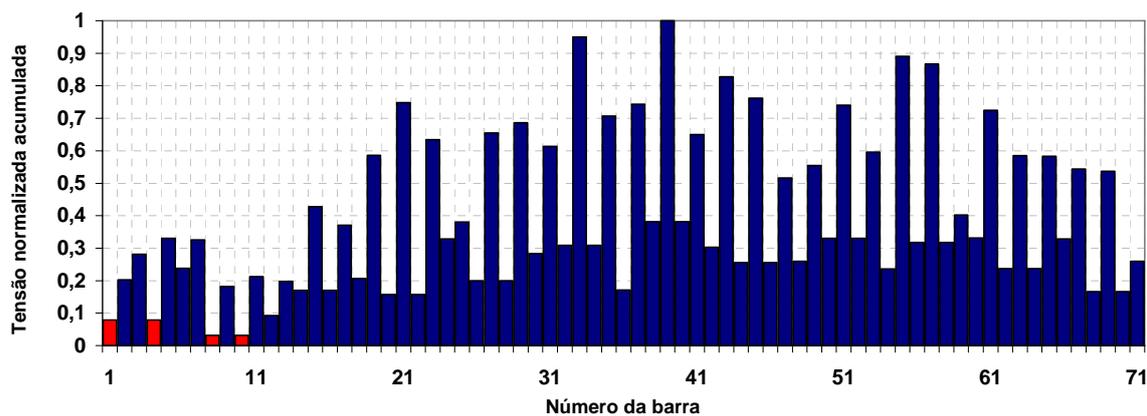


Figura 6.23: Caso 1 VL– Ruído 15%

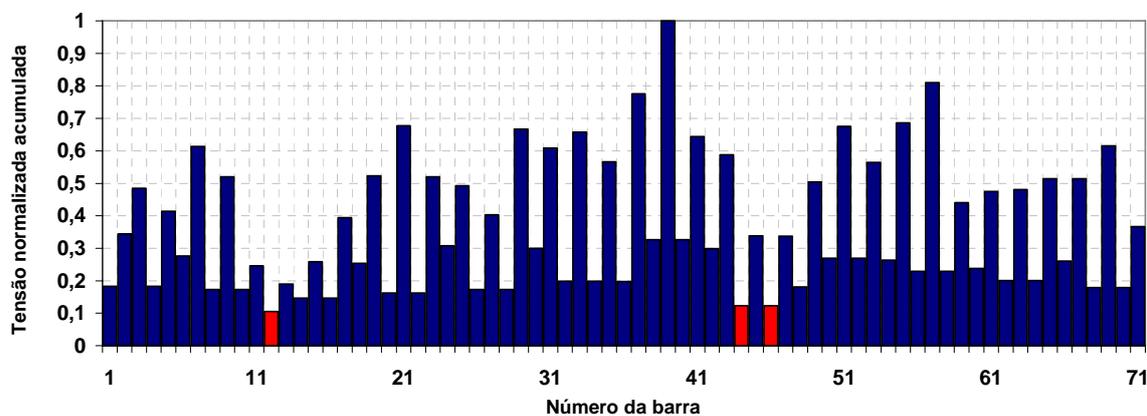


Figura 6.24: Caso 2 VL– Ruído 15%

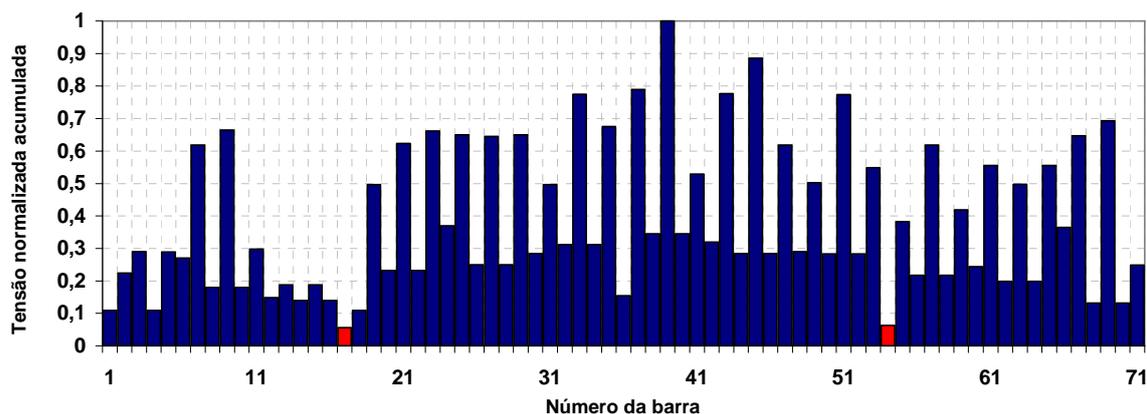


Figura 6.25: Caso 3 VL– Ruído 15%

Pode-se observar que para o dano Caso 1 um pequeno grupo de barras apresentou tensão normalizada acumulada inferior ao limite pré-estabelecido e também menor que as demais barras. Estes elementos estão localizados no banzo inferior do módulo imediatamente ao lado da correta barra danificada. Para esta situação uma posterior inspeção visual seria restringida a somente dois módulos vizinhos da estrutura.

Para o Caso 2, assim como para vibrações livres a barra danificada possui uma tensão normalizada acumulada elevada. Contudo, novamente, dois elementos vizinhos que estão localizados no mesmo módulo possuem tensão normalizada acumulada bem inferior às demais, mas ligeiramente superior ao limite pré-estabelecido.

No último cenário, o Caso 3, os elementos avariados apresentaram tensão normalizada acumulada menor que os outros elementos e inferior ao limite pré-estabelecido, o que permite uma correta localização das barras danificadas diretamente.

A Tabela 6.7 apresenta uma comparação dos resultados obtidos com o Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) para o caso de vibrações livres, considerando os diferentes casos de dano e as distintas intensidades de ruído. O critério para a classificação é o mesmo utilizado para o caso de vibrações ambientais.

Tabela 6.7: Comparação da localização: vibrações livres

Ruído		Dano			
		5%	10%	15%	20%
0%	Caso 1				
	Caso 2				
	Caso 3				
2,5%	Caso 1				
	Caso 2				
	Caso 3				
5%	Caso 1				
	Caso 2				
	Caso 3				
10%	Caso 1				
	Caso 2				
	Caso 3				
15%	Caso 1				
	Caso 2				
	Caso 3				

De maneira similar ao caso de vibrações ambientais o método também apresentou bons resultados para a análise em vibrações livres. Observando a tabela percebe-se que, mesmo para a intensidade de 5% de dano, foi possível localizar o elemento danificado em todas as situações analisadas. Contudo, de forma similar a vibrações ambientais, para o Caso 2 a tensão normalizada acumulada do elemento danificado, em alguns níveis de ruído, mostrou-se inferior à das demais barras, mas levemente superior ao limite pré-estabelecido. Deve ser salientado que para 20% de intensidade, apesar de todas as situações terem sido identificadas com sucesso, em alguns casos a localização não se mostrou tão clara como

para as intensidades de 10% e 15%. Isso pode ser atribuído à utilização das constantes de normalização global do estado íntegro da estrutura para a condição danificada, pois para intensidades de dano crescentes estes valores afastam-se e tal aproximação diminui a eficiência da localização, até um ponto que não é mais válida. Entretanto para valores de dano de interesse este critério é plenamente satisfatório.

6.4 CONCLUSÕES

Na primeira metade deste capítulo abordou-se um tema que vem despertando um recente interesse nos estudos de avaliação estrutural: a influência da variação de temperatura nas frequências naturais e a importância destes efeitos na condução de estudos de detecção de dano. Neste aspecto, os dados apresentados por Ni *et al.* (2005) foram utilizados para conduzir a realização de um estudo de correlação utilizando modelos de regressão linear e redes neurais artificiais (RNA). Os resultados obtidos entre estes modelos mostraram-se semelhantes e, além disto, pôde ser observado que a distribuição da temperatura ao longo da estrutura desempenha um papel importante no estabelecimento de relações que avaliam as oscilações nas frequências naturais.

A segunda metade do capítulo está dividida basicamente em duas partes, em que a primeira apresentou um estudo numérico da utilização de dois algoritmos e três variantes do Método de Identificação Estocástica de Subespaço (SSI) para a determinação dos parâmetros modais de uma estrutura treliçada tipo Warren contínua com batentes verticais, a partir do conhecimento de dados somente de resposta para duas situações distintas de excitação, considerando a adição de ruído de medição. Observou-se que as três versões e os dois algoritmos para as diferentes situações estudadas identificaram as características dinâmicas com uma elevada concordância entre si, e, além disto, nas situações em que não se mostraram praticamente coincidentes com os valores teóricos esperados, os resultados ficaram em uma estreita faixa de variação com uma precisão extremamente aceitável. Entretanto, cabe destacar que a utilização do segundo algoritmo com a consideração das variáveis PC e CVA, apresentou um número inferior de pólos espúrios, levando a uma maior economia do tempo computacional.

Finalmente, foi conduzido um estudo de detecção de dano a partir da observação de alterações nas propriedades dinâmicas para a mesma estrutura analisada no caso anterior. Para isso foi utilizado o Método dos Vetores de Localização de Dano (DLV) proposto por Bernal (2002), que se mostra uma eficiente metodologia baseada na matriz de flexibilidade, apresentando a vantagem de possibilitar a sua construção a partir de modos truncados nos pontos de localização dos sensores. A fim de verificar o comportamento do método perante diferentes situações, intensidades de dano e, principalmente, em presença da adição de ruído no sinal de resposta, um estudo comparativo foi realizado. Muito bons resultados foram obtidos mesmo considerando que, para baixas intensidades de dano e níveis moderados de ruído, foi possível localizar o elemento danificado nas situações analisadas.

7 CONCLUSÕES E ESTUDOS FUTUROS

7.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo principal a abordagem de alguns dos tópicos mais importantes na condução de estudos de sistemas de monitoramento da integridade estrutural quando aplicados a estruturas treliçadas, especialmente as pontes. Para isso, uma extensiva revisão bibliográfica sobre identificação de sistemas e métodos de detecção de dano baseado em registros de vibração, assim como a respeito de recentes desenvolvimentos em estudos da variabilidade dos parâmetros modais provocada por alterações nas condições ambientais foram realizados.

Com este intuito, idealizou-se um processo global em que todos os passos necessários para a avaliação da integridade estrutural por meio de ensaios dinâmicos foram estudados, sendo eles: (i) obtenção dos registros dinâmicos, (ii) determinação dos parâmetros modais da estrutura por meio de identificação estocástica de sistemas, (iii) verificação da influência da variação de temperatura nas frequências naturais e finalmente (iv) utilização de metodologias que permitam avaliar se a estrutura encontra-se danificada e determinar a sua localização.

Com o objetivo de avaliar a influência da variação da temperatura sobre as frequências naturais em pontes de aço, os dados apresentados por Ni *et al.* (2005) foram utilizados para a realização de estudos de correlação. Para isso foram utilizados modelos de regressão linear e redes neurais artificiais (RNA), que foram escolhidas devido à sua reconhecida capacidade em reconhecimento de padrão e aproximação de funções. Diferentemente de Ni *et al.* (2005) e Zhou *et al.* (2005), que utilizaram a distribuição de temperatura em 20 pontos diferentes da estrutura em seus modelos, as relações aqui apresentadas foram

estabelecidas utilizando-se o valor de temperatura médio entre estes sensores. Apesar dos modelos de regressão linear e redes neurais artificiais terem fornecido resultados muito semelhantes, acredita-se que as RNAs podem adaptar-se mais facilmente a situações em que se tem por objetivo a representação dos processos de aquecimento e resfriamento devido à capacidade das RNAs para modelar sistemas dinâmicos. Além disto, as RNAs também podem lidar com situações em que a dependência das frequências naturais com a temperatura tem um comportamento não-linear.

Através dos trabalhos apresentados por Ni *et al.* (2005) e Zhou *et al.* (2005) e dos resultados obtidos neste trabalho pode-se perceber que uma informação mais precisa sobre a distribuição da temperatura ao longo da estrutura pode fornecer melhores resultados no estabelecimento de relações que avaliam as oscilações nas frequências naturais. Esta conclusão fica mais clara, pois os resultados obtidos naqueles trabalhos foram ligeiramente superiores mesmo considerando a similaridade entre as modelagens.

Estes fatos sugerem que procedimentos de avaliação estrutural devem ser precedidos de uma análise criteriosa que tenha por objetivo investigar a real influência da variação da temperatura nas frequências modais da estrutura em questão. De forma geral, resultados de estruturas semelhantes podem oferecer uma indicação deste comportamento, entretanto acredita-se que resultados mais confiáveis são obtidos após um estudo inicial desta correlação para a estrutura a ser analisada. Além disso, é altamente desejável que este primeiro período cubra pelo menos um ciclo completo das variações das condições ambientais.

Através da simulação numérica de testes dinâmicos foi possível a determinação das propriedades modais, a partir de dados somente de resposta acrescidos de ruído, de uma estrutura tipo treliça Warren contínua com um batente vertical, quando submetida a dois tipos distintos de excitação: excitação de impacto e excitação ambiental. Para isso, esse trabalho avaliou a utilização de dois algoritmos e três variantes do Método de Identificação Estocástica de Subespaços (SSI), que se apresenta como um robusto método de identificação no domínio de tempo, inicialmente desenvolvido para aplicações em engenharia elétrica. Segundo Van Overschee e de Moor (1996) o nome “subespaço” neste método reflete o fato de que os modelos podem ser obtidos através de espaços linha e

coluna de certas matrizes, determinadas a partir de dados de entrada e saída ou somente saída do sistema.

Observou-se que as três versões e os dois algoritmos para as diferentes situações estudadas identificaram as características dinâmicas com uma elevada concordância entre si e com aqueles obtidos com a análise teórica via elementos finitos fornecida pela rotina escrita em linguagem MatLab, mesmo considerando a adição do ruído no sinal de resposta da estrutura. Cabe destacar que, principalmente para a análise em vibrações livres, a utilização do segundo algoritmo com a consideração das variáveis PC e CVA, apresentou um número inferior de pólos espúrios, levando a uma maior economia do tempo computacional. Deve ser salientado que este passo é de vital importância, pois a viabilidade do processo de detecção de dano está diretamente relacionada à qualidade dos dados modais obtidos em ensaios dinâmicos da estrutura.

O método dos vetores de localização de dano (DLV), uma técnica que tem se mostrado promissora, foi extensamente investigado em aplicações na treliça Warren contínua estudada anteriormente. Este é um método de detecção baseado no acompanhamento de alterações na matriz de flexibilidade da estrutura. Devido à sua relação inversa com o quadrado das frequências naturais, a matriz de flexibilidade é praticamente insensível às frequências dos mais altos modos, que são tipicamente mais difíceis de serem determinadas experimentalmente. A essência do método é o cálculo de um conjunto de vetores que produzem tensão zero nos elementos danificados, quando aplicados como cargas estáticas no modelo da estrutura íntegra. Neste aspecto, foi mostrado que estes vetores podem ser obtidos através de uma opção alternativa à apresentada por Bernal (2002), proposta nesta tese, consistindo em substituir a decomposição em valores singulares original pela solução de um problema de autovalores da matriz formada pela matriz diferença de flexibilidade F_{Δ} pré-multiplicada por sua transposta, permitindo a utilização de rotinas computacionais confiáveis, facilmente encontradas.

Os parâmetros modais identificados com Método de Identificação Estocástica de Subespaço (SSI) para a treliça Warren contínua tanto para vibrações ambientais quanto para vibrações livres foram exaustivamente utilizados a fim de melhor entender e desenvolver o método. Diferentes situações de dano e ruído foram testadas para verificar

como estes importantes aspectos interferem nos resultados fornecidos por esta técnica. A presença do dano foi simulada através da redução, em intensidades pré-estabelecidas, da área da seção transversal de diferentes elementos da estrutura. Além disto, considerou-se a implementação do método para sistemas de monitoramento contínuo, em que o grau de interrupção das condições operacionais da estrutura é mínimo ou praticamente não existe. Para isso, foi utilizado o critério proposto por Gao e Spencer (2005), que propuseram a utilização das constantes de normalização modal do estado íntegro para a construção da matriz de flexibilidade no estado corrente e/ou danificado da estrutura, possibilitando a avaliação da estrutura com seus dados apenas de resposta.

O dano pôde ser identificado com sucesso, mesmo considerando os limitados números de sensores de resposta e modos utilizados. Em relação aos diferentes níveis de ruído e intensidades de dano observou-se que, mesmo para 5% de dano, foi possível localizar o elemento avariado em praticamente todas as situações analisadas. Contudo, para o Caso 2 a tensão normalizada acumulada do elemento danificado mostrou-se inferior a das demais barras, mas levemente superior ao limite pré-estabelecido. Uma observação importante é que para 20% de intensidade, em alguns casos a localização não se mostrou tão clara como para as intensidades de 10% e 15%. Isso pode ser atribuído à utilização das constantes de normalização global do estado íntegro da estrutura para a condição danificada, pois para intensidades de dano crescentes estes valores afastam-se e tal aproximação diminui a eficiência da localização, até um ponto que não é mais válida. Entretanto, para valores de dano de interesse este critério é plenamente satisfatório.

Outro ponto que deve ser destacado foi que a utilização do índice *svn* (Bernal, 2002) para seleção dos DLVs apresentou dificuldade na detecção de alguns dos casos de dano. Desta forma, observou-se que pode não ser uma boa opção a utilização dos vetores associados ao índice *svn* de forma definitiva, mas como uma referência para a determinação dos verdadeiros DLVs. Um caminho interessante é pré-selecionar um grupo de casos de dano e, nestas situações, comparar quais são os resultados obtidos com a adição ou retirada de um vetor do grupo. Com este procedimento, geralmente falsos DLVs podem ser identificados e, assim, descartados.

7.2 ESTUDOS FUTUROS

Embora esta pesquisa tenha abordado alguns pontos pouco explorados para a aplicação em estudos de sistemas de monitoramento da integridade estrutural, outras questões ainda necessitam ser estudadas com mais detalhes. Esta seção apresenta algumas direções de pesquisa para trabalhos futuros.

Estudos que abordam a influência da temperatura sobre as frequências naturais ainda estão em um caráter muito inicial e, portanto, torna-se necessária uma maior investigação sobre o tema. A maioria dos resultados obtidos recentemente indica uma queda nas frequências com o aumento da temperatura, entretanto, eles são em muito pouco número. Maiores testes devem ser realizados a fim de se obter alguma conclusão mais definitiva. Neste aspecto, as RNAs apresentam-se como uma ferramenta interessante visto que com diferentes topologias podem ser adaptadas facilmente para representar a distribuição de temperatura, os processos de aquecimento e resfriamento da estrutura além de serem capazes de lidar com situações em que a dependência das frequências naturais com a temperatura possui um comportamento não-linear.

Na presente investigação, o estudo dos métodos de identificação de sistemas de detecção de dano foi limitado aos aspectos numéricos. O desempenho destas metodologias deve ser verificado experimentalmente a fim de validar suas aplicações em estruturas reais. Como se sabe, o custo e as dificuldades associadas aos trabalhos experimentais são elevados, por isso estudos numéricos são importantes para avaliar se tais técnicas possuem uma performance satisfatória, permitindo um descarte de métodos pouco robustos e, assim, uma redução de esforços experimentais. Entretanto, deve ser claro que a investigação experimental utilizando métodos já testados numericamente é um requisito para confirmar quando eles podem ser implementados com sucesso para a avaliação do dano em estruturas complexas. Sinais reais obtidos através de medições da resposta estrutural devem ser usados para demonstrar a eficiência dos métodos na prática e, assim, comparar os níveis de ruído determinados no presente estudo.

Aprimoramentos nos métodos de detecção de dano são sempre necessários. Acredita-se que, um processo contínuo de desenvolvimento e comparação com outras técnicas

existentes na literatura tende a conduzir a uma obtenção de resultados cada vez mais robustos.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDEL-GHAFFAR, A. M.; HOUSNER, G. W., Ambient vibration tests of suspension bridge, **Journal of the Engineering Mechanics Division**, ASCE, Vol. 104, No 5, pp. 983-999, 1978.

ABDEL-GHAFFAR, A. M.; SCANLAN, R. H., Ambient vibration studies of Golden Gate bridge, I: suspended structure, **Journal of Engineering Mechanics**, ASCE, Vol. 111, No 4, pp. 463-482, 1985.

ADAMS, R.; CAWLEY, P.; PYE, C. J.; STONE, B., A vibration technique for non-destructively assessing the integrity of structure, **Journal Mechanical Engineering Science**, Vol. 20, No 2, pp. 93-100, 1978.

ALAMPALLI, S.; Influence of in-service environment on modal parameters, **Proceedings of IMAC 16**, pp. 111-116, Santa Barbara, CA, USA, 1998.

ALAMPALLI, S.; Effects of Testing, Analysis, Damage, and Environment on Modal Parameters, **Mechanical Systems and Signal Processing**, Vol. 14, No 1, pp. 63-74, 2000.

AMANI, M. G., **Identificación de Sistemas y Evaluación del Daño Estructural**, Tesis de Doctorado, San Miguel de Tucumán, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina, 2004.

AMANI, M. G.; RIERA, J. D.; CURADELLI, O. R., Estimación de parámetros modales de estructuras sometidas a excitaciones ambientales, **Revista Sul Americana de Engenharia Estrutural**, Vol. 1, No. 2, pp. 55-73, 2004.

AMANI, M. G.; RIERA, J. D.; CURADELLI, R.O., Procedures for structural damage identification through ambient vibrations, **Proceedings of 4th World Conference on Structural Control and Monitoring**, San Diego, USA, 2006.

AGUIRRE, L. A., **Introdução à Identificação de Sistemas**, Técnicas Lineares e Não-Lineares Aplicadas a Sistemas Reais, 2ª. ed., EDUFMG, Belo Horizonte, Brasil, 659p, 2004.

ANDERSEN, P., **Identification of Civil Engineering Structures using vector ARMA models**, PhD. Thesis, Aalborg University, Aalborg, Denmark, 1997.

BARAI, S. V.; PANDEY, P. C., Time-Delay Neural Networks in Damage Detection of Railway Bridges, **Advances in Software Engineering**, Vol. 28, pp. 1-10, 1997.

BARUCH, M.; ITZHACK, I. Y. B., Optimal Weighted Orthogonalization of Measured Modes, **AIAA Journal**, Vol. 16, No 4, pp. 347-351, 1978.

BARUCH, M., Optimal Correction of Mass and Stiffness Matrices Using Measured Modes, **AIAA Journal**, Vol. 20, No 11, pp. 1623-1626, 1982.

BENVENISTE, A.; FUCHS, J.J., Single sample modal identification of a nonstationary stochastic process, **IEEE Trans. on Automatic Control**, Vol. AC-30, pp. 66-74, 1985.

BERMAN, A.; NAGY, E. J., Improvement of a Large Analytical Model Using Test Data, **AIAA Journal**, Vol. 21, No 8, pp. 1168-1173, 1983.

BERNAL, D., Load vectors for damage localization. **Journal of Engineering Mechanics** Vol. 128, No 1, pp. 7–14. 2002.

BERNAL, D., Modal scaling from known added masses, **Journal of Engineering Mechanics**, Vol. 130, No 9, pp. 1083–1088, 2004.

BRINCKER, R.; ANDERSEN, P., A Way of Getting Scaled Mode Shapes in Output Only Modal Testing, **Proceedings of the 21st International Modal Analysis Conference**, Kissimmee, FL, 2003.

BROWN, D. L.; ALLEMANG, R. J.; ZIMMERMAN, R.; MERGEAY, M., Parameter Estimation Techniques for Modal Analysis, **SAE Technical Paper Series**, N° 790221, 1979.

BROWNJOHN, J. M. W., LEE, J., CHEONG B., Dynamic performance of a curved cable-stayed bridge, **Engineering Structures**, Vol. 21, pp. 1015-1027, 1999.

BROWNJOHN, J. M. W., Ambient vibration studies for system identification of tall buildings, **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, Vol. 32, pp. 71-95, 2003.

CASTELLO, D. A.; STUTZ, L. T.; ROCHINHA, F. A., A structural defect identification approach based on a continuum damage model, **Computers and Structures**, Vol 80, pp. 417-436, 2002.

CARRASCO, C.; OSEGUEDA, R.; FERREGUT, C.; GRYGIER, M., Localization and Quantification of Damage in a Space Truss Model Using Modal Strain Energy, *Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways*, **Proceedings of SPIE**, Vol. 3043, pp. 181–192, 1997.

CHAALLAL, O.; SHAHAWY, M., Experimental Evaluation of the Dynamic Amplification Factor for Evaluation of Bridge Performance, University of Quebec, **Technical Report No. ETS.DRSR.98.1**, 1998.

CHOI, M. Y.; KWON, I. B., Damage Detection System of a Real Steel Truss Bridge by Neural Networks, **Smart Structures and Materials 2000: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways**, **Proceedings of SPIE**, Vol. 3988, Newport Beach, California, pp. 295–306, 2000.

CHOUAKI, A.; LADEVEZE, P., Application of a Modelling Error Estimator for Health Monitoring and Damage Detection, **Proceedings of ISMA25, Noise and Vibration Engineering**, Leuven, Belgium, 2000.

CYBENKO, G., Approximation by superpositions of a sigmoidal function, **Mathematics of Control, Signals and Systems**, Vol. 2, pp. 303-314, 1989.

COLE, H. A., On The Line Analysis of Random Vibrations, **AIAA Paper No. 68-288**, 1968.

CORNWELL, P. J.; FARRAR, C. R.; DOEBLING, S. W.; SOHN, H., Environmental Variability of Modal Properties, **Experimental Techniques**, pp. 45-48, 1999.

CUNHA, A.; CAETANO, E.; DELGADO, R., Dynamic tests on large cable-stayed bridge, **Journal of Bridge Engineering**, Vol. 6, No 1, 54-62, 2001.

DOEBLING, S. W.; FARRAR, C. R.; PRIME, M. E.; SHEVITZ, D. W., **Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review**, Los Alamos Laboratory Report LA-13070-MS, Los Alamos, New Mexico, EUA, 1996.

DOEBLING, S. W.; HEMES, F. M.; PETERSON, L. D.; FARRAR, C., Improved Damage Location Accuracy Using Strain Energy-Based Mode Select Criteria, **AIAA Journal**, Vol. 35, p.693-699, 1997.

EWINS, D. J., **Modal Testing: Theory and Practice**, 1^a. ed., Inglaterra, Research Studies Press, 313p, 1995.

FADEL MIGUEL, Leandro. F., RAMOS DE MENEZES, R. C., MIGUEL, Letícia. F. F., Damage localization using a flexibility based technique, **Proceedings of XXVII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering**, Brazil, 2006.

FARRAR, C. R.; DOEBLING, S. W.; CORNWELL, P. J.; STRASER, E. G., Variability of modal parameters measured on the Alamosa Canyon Bridge, **Proceedings of IMAC 15**, pp. 257-263, Orlando, FL, USA, 1997.

FOX, C. H. J., The Location of Defects in Structures: A Comparison of the Use of Natural Frequency and Mode Shape Data, **Proc. of the 10th International Modal Analysis Conference**, pp. 522-528, 1992.

FRISWELL, M. I.; PENNY, J. E. T., The Practical Limits of Damage Detection and Location Using Vibration Data, **Proceedings of the 11th Symposium on Structural Dynamics and Control**, Blacksburg, Virginia, EUA, 1997.

GADÉA, A. S. M.; ROITMAN, N.; MAGLUTA, C., Damage Identification Using Frequency Response Function. **Proceedings of the 18th International Congress of Mechanical Engineering**, Ouro Preto, 2005.

GADEA, A. S. M., **Identificação de Danos Estruturais a Partir da Minimização dos Erros das Funções de Resposta em Freqüência via Métodos de Otimização**, Tese de Doutorado, Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 2005.

GAO, Y.; SPENCER JR., B.F., Flexibility-based approach for continuous monitoring of civil infrastructure. **Proc. of the 9th International Conference on Structural Safety and Reliability**, Rome, Italy, 2005

HE, X.; MOAVENI, B.; CONTE, J. P.; ELGAMAL, A.; MASRI, S. F.; CAFFREY, J. P.; WAHBEH, M.; TASBIHGOO, F.; WHANG, D. H., System identification of new carquinez bridge using ambient vibration data. **Proceedings of the International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES'05)**, Bordeaux, França, 2005.

HEMEZ, F. M.; FARHAT, C., Structural Damage Detection via a Finite Element Model Updating Methodology, **The International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis**, Vol. 10, N° 3, 152–166, 1995.

HEARN, G.; TESTA, R. B., Modal Analysis for Damage Detection in Structures, **Journal of Structural Engineering**, Vol. 117, N° 10, pp. 3042-3063.

HO, B.; KALMAN, R. E., Effective Construction of Linear State Variable Models from Input/Output Data, **Proceedings of the 3rd Annual Allerton Conference on Circuit and System Theory**, pp.449-459, 1965.

HORNIK, K., Some new results on neural network approximation, **Neural Networks**, Vol. 6, 1069-1072, 1993.

HU, N.; WANG, X.; FUKUNAGA, H.; YAO, Z. H.; ZHANG, H. X.; WU, Z. S., Damage assessment of structures using modal test data, **International Journal of Solids and Structures**, Vol. 38, pp. 3111-3126, 2001.

HUYNH, D.; HE, J.; TRAN, D., Damage location vector : A non-destructive structural damage detection technique, **Computers and structures**, Vol. 83, No 28-30, pp. 2353-2367, 2005.

IBRAHIM, S. R.; MIKULCIK, E. C., A Time Domain Modal Vibration Teste Techique, **The Shock and Vibration Bulletin**, Vol. 43, N° 4, pp.21-37, 1973.

IBRAHIM, S. R., Random Decrement Technique For Modal Identification Of Structures, **Journal os spacecraft and Rockets**, Vol. 14, N° 11, pp. 696-700, 1977.

INMAN, D. J., **Vibration with control measurement and stability**. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, EUA, 1989.

JAMES, T. G.; CARNE, T. G.; LAUFFER, J. P., The Natural Excitation Technique (NExT) for Modal Parameter Extraction from Operating Wind Turbines, **SAND92-1666**, Sandia National Laboratories, Albuquerque, New Mexico, EUA, 1993.

JENSEN, J. L., Full-Scale Measurement on offshore platforms, **Fracture and Dynamics**, N° 17, Aalborg, 1990.

JUANG J. N.; PAPPA R. S., An Eigensystem Realisation Algorithm For Modal Parameter Identification And Model Reduction, **AIAA Journal of Guidance**, vol. 8, N° 5, pp. 620-627, 1985.

JUANG, J. N., **Applied System Identification**, 1ª.ed., New Jersey, Prentice Hall, 394p., 1994.

KAMINSKI JR., J.; RIERA, J. D., Structural damage detection by means vibration test, **Proceedings of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology - SMiRT 14**, Lyon, França, 1996.

KAROUMI, R., **Response of cable-stayed and suspension bridges to moving vehicles – analysis methods and practical modelling techniques**, PhD thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1999.

KASHANGAKI, T. A-L., On-Orbit Damage Detection and Health Monitoring of Large Space Trusses–Status and Critical Issues, **NASA Report TM-104045**, 1991.

KIM, H. M.; BARTKOWICZ, T. J., Damage Detection and Health Monitoring of Large Space Structures, **Journal of Sound and Vibration**, Vol. 27, N° 6, pp. 12-17, 1993.

KIM, H. M.; BARKTOWICZ, T. J., A two-step structural damage detection approach with limited instrumentation, **Journal of Vibration and Acoustics**, Vol. 119, p.258-264, 1997.

KIM, H. M.; BARKTOWICZ, T. J., An Experimental Study for Damage Detection Using a Hexagonal Truss, **Computer and Structures**, Vol. 79, p.173-182, 2001.

JAMES, J. H.; ZIMMERMAN, D. C.; FARRAR, C. R.; DOEBLING, S. W., Current Horizon for Structural Damage Detection, **Precision Engineering**, SEM - Society of Experimental Mechanics, 1997.

LIEVEN, N. A. J.; EWINS, D. J., Spatial Correlation of Mode Shapes, the Coordinate Modal Assurance Criterion, **Proc. of 6th International Modal Analysis Conference**, p. 690-695, 1988.

LIM, T. W.; KASHANGAKI, T. A.-L, Structural Damage Detection of Space Truss Structure Using Best Achievable Eigenvectors, **AIAA Journal**, Vol. 32, N° 5, 1049–1057, 1994.

LIM, T. W., Structural Damage Detection Using Constrained Eigenstructure Assignment, **Journal of Guidance, Control, and Dynamics**, Vol. 18, N° 3, 411–418, 1995.

LIU, P. L., Identification and Damage Detection of Trusses using Modal Data, **Journal of Structural Engineering**, Vol. 121, N° 4, 599–608, 1995.

LIU, J. K.; YANG, Q. W., A new structural damage identification method, **Journal of Sound and Vibration**, Vol. 297, N° 3-5, 694-703, 1995.

Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**, Rio de Janeiro, 2004.

McCULLOCH, W.; PITTS, W., A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity, **Bulletin of Mathematical Biophysics**, pp. 115-133.

McGOWAN, P. E.; SMITH, S. W.; JAVEED, M., Experiments for Locating Damage Members in a Truss Structure, **Proc. 2nd USAF/NASA Workshop on System Identification and Health Monitoring of Precision Space Structures**, 571–615, 1990a.

McGOWAN, P. E.; EDIGHOFFER, H. E.; WALLACE, J. W., Development of an Experimental Space Station Model for Structural Dynamics Research, **NASA Report TM-102601**, 1990b.

MACDONALD, J. H. G.; DANIELL, W. E., Variation of modal parameters of a cable-stayed bridge identified from ambient vibration measurements and FE modelling, **Engineering Structures**, Vol. 27, pp. 1916–1930, 2005.

MAECK, J.; DE ROECK, G. Experimental and numerical modal analysis of a concrete high speed train railway bridge, **Proceedings of MCCI'2000 International Symposium on Modern Concrete Composites & Infrastructures**, Beijing, China, 2000.

MAECK, J., **Damage Assessment of Civil Engineering Structures**, PhD thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium, 2003.

MAIA, N. M. M.; SILVA, J. M. M., **Theoretical and Experimental Modal Analysis**, 1^a.ed., Inglaterra, Research Studies Press, 488p., 1997.

MINSKY, M.; PAPERT, S., **Perceptrons**, MIT Press, Cambridge, 1969.

NI, Y. Q.; HUAA, X. G.; FANB, K. Q.; KOA, J. M., Correlating modal properties with temperature using long-term monitoring data and support vector machine technique, **Engineering Structures**, Vol. 27, p.1762–1773, 2005.

PANDEY, A. K.; BISWAS, M.; SAMMAN, M. M.; Damage Detection from Changes in Curvature Mode Shapes, **Journal of Sound and Vibration**, Vol. 145, N° 2, p.321-332, 1991.

PANDEY, A. K.; BISWAS, M., Damage Diagnosis of Truss Structures by Estimation of Flexibility Change, **The International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis**, Vol. 10, N° 2, p.104-117, 1995.

PARLOO, E.; VERBOVEN, P.; GUILLAUME, P.; VAN OVERMEIRE, M.; Sensitivity-based Operational Mode Shape Normalization, **Mechanical Systems and Signal Processing**, Vol. 16, N° 5, 757-767, 2002.

PEETERS, B.; DE ROECK, G., Reference-Based Stochastic Subspace Identification For Output-Only Modal Analysis, **Mechanical Systems and Signal Processing**, Vol. 13, Nº 6, pp. 855-878, 1999.

PEETERS, B.; DE ROECK, G., One-year monitoring of the Z24-bridge: environmental effects versus damage events, **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, Vol. 30, pp. 149-171, 2001.

PRAVIA, Z. M. C., **Estabilidade de Estruturas de Pontes Metálicas com Fraturas**, Tese de Doutorado, Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 2004.

RAD, S. Z., **Methods for Updating Numerical Models in Structural Dynamics**, PhD Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, UK, 1997.

REN, W. X.; HARIK, I. E.; BLANDFORD, G. E.; LENETT, M.; BASEHEART, T. M., Roebling suspension bridge II: Ambient testing and live-load response. **Journal of Bridge Engineering**, Vol. 9, No 2, 119-126, 2004.

RIERA, J. D.; RIOS, R. D., Evolução do amortecimento com o nível de dano em estruturas de concreto armado, **Anais da XXXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural**, Punta del Este, Uruguai, 2000.

RIERA, J. D., Comments on the use of ambient vibration monitoring in the detection of damage in structural systems, **Proceedings of 4th International Workshop on Structural Control (4 IWSC)**, New York, USA, 2004.

ROITMAN, N.; VIERO, P. F.; MAGLUTA, C.; BATISTA, R. C.; ROSA, L. F. L., Identification Of Offshore Platform Structural Damage Using Modal Analysis Technique. **Mechanical Systems And Signal Processing**, Vol. 6, No. 3, 287-295, 1992.

ROITMAN, N.; MAGLUTA, C.; ARAGÃO FILHO, L. A. C. M., Structural Failure Localization using Direct Update Methods. **Proceedings of 22th International Modal Analysis Conference**, Michigan, 2004.

ROSENBLATT, F., The Perceptron: A Probabilistic Model for Information Storage and Organization in the Brain, **Psychology Review**, Vol. 65, pp. 386-408, 1958.

RYTTER, A., **Vibration Based Inspection of Civil Engineering Structures**, PhD. Thesis, Aalborg University, Aalborg, Denmark, 1993.

RUMELHART, D.; HINTON, G.; WILLIAMS, R., Learning Internal Representation by Error Propagation, **Parallel Distributed Processing: Exploration in the Microstructure of Cognition**, Cambridge, MIT Press.

RUOTOLO, R.; SOROHAN, S.; SURACE, C., Analysis of the Behavior of a Three-Dimensional Truss Structure, **European COST F3 Conference on System Identification and Structural Health Monitoring**, Madrid, Spain, pp. 169–178, 2000.

SALAWU, O. S., Detection of Structural Damage through Changes in Frequency: a Review, **Engineering Structures**, Vol. 19, No. 9, pp.718-723, 1997.

SOHN H.; DZONCZYK M.; STRASER E. G.; KIREMIDJIAN A. S.; LAW K. H., MENG T., An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon Bridge, **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, Vol. 28, No 8, 879-897, 1999.

SOHN, H.; FARRAR, C. R.; HEMEZ, F. M.; SHUNK, D. D.; STINEMATES, D. W.; NADLER, B. R., **A review of structural health monitoring literature: 1996-2001**. Los Alamos National Laboratory Report LA-13976-MS, Los Alamos, New Mexico, EUA, 2003.

SPITZNOGLE, F. R.; QUAZI, A. H., Representation and analysis of Time-Limited Signals Using a Complex Exponential, **The Journal of the Acoustical Society of América**, Vol. 47, N° 5 (Part 1), pp1150-1155, 1970.

SMITH, S. W.; MCGOWAN, P. E., Locating Damaged Members in a Truss Structure Using Modal Test Data: A Demonstration Experiment, **Proc. of 30th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics and Materials Conf.**, AIAA-89-1291-CP, 1989.

STUBBS, N.; BROOME, T. H.; OSEGUEDA, R., Non-destructive Construction Error Detection in Large Space Structures, **AIAA Journal**, Vol. 28, N° 1, pp. 146–152, 1990.

VAN OVERSCHEE, P.; DE MOOR, B., Subspace algorithm for the stochastic identification problem, **Automatica**, Vol. 29, Nº 3, pp. 649-660, 1993.

VANDIVER, J. K., Detection of Structural Failure on Fixed Platform by Measurement of Dynamic Response, **Proceedings of 7th Annual Offshore Technology Conference**, pp. 243-252, 1975.

VIERO, P. F., **Verificação da Influência dos Danos nos Parâmetros Modais de Estruturas Offshore Fixas**, Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, 2004.

VOLD, H.; ROCKLIN, T., The Numerical Implementation of a Multi-Input Modal Estimation Algorithm for Mini Computers, **Proceeding of the 1st International Modal Analysis Conference**. Orlando, Florida, EUA, pp. 542-548, 1982.

WANG, T. T.; ZONG Z., Improvement of Evaluation Method for Existing Highway Bridges, **Florida Department of Transportation**, Report FL/DOT/RMC/6672-818, Tallahassee, Florida, USA, 2002.

WIDROW, B.; HOFF, M. E., Adaptive Switching Circuits, **IRE Wescon Convention Record**, Vol. 4, pp. 96-104, 1960.

XIA, Y; HAOA, H; ZANARDOB, G.; DEEKSA, A., Long term vibration monitoring of an RC slab: Temperature and humidity effect, **Engineering Structures**, Vol. 28, pp. 441–452, 2006.

ZIMMERMAN, D. C.; KAOUK, M., Structural Damage Detection Using a Minimum Rank Update Theory, **Journal of Vibration and Acoustics**, Vol. 116, 222–230, 1994.

ZIMMERMAN, D. C.; SMITH, S. W.; KIM, H. M.; BARTKOWICZ, T. J., An Experimental Study of Structural Health Monitoring Using Incomplete Measurements, **Journal of Vibration and Acoustics**, Vol. 118, 543–550, 1996.

ZHOU, H. F.; NI, Y. Q.; KO J. M., Performance of neural networks for simulation and prediction of temperature-induced modal variability, **Proceeding of the SPIE Vol. 5765 Smart Structures and Materials 2005**, Bellingham, Washington, EUA, 2005.

CURRICULUM VITAE

Leandro Fleck Fadel Miguel nasceu em Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil, no dia 14 de Novembro de 1979.

EDUCAÇÃO

2003-2007

Doutor em Engenharia de Estruturas – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (UFRGS)

2002-2003

Mestre em Engenharia de Estruturas – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (UFRGS)

1997-2001

Graduação em Engenharia Civil – Departamento de Engenharia Civil (UFRGS)

ATUAÇÃO PROFISSIONAL

2007-Atual

Professor Substituto no Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).

2007-Atual

Engenheiro Estrutural, Damp Eletric Engenharia Torres e Ferragens S/A.

PROJETOS DE PESQUISA**2007-Atual**

Otimização de Linha de Transmissão Não Convencional de Alta Capacidade – 500kv.

Descrição: Projeto coordenado pela Escola de Engenharia da Universidade Federal Fluminense (UFF). A participação no projeto é dada através da Damp Eletric Engenharia Torres e Ferragens S/A, e tem como objetivo o desenvolvimento de um sistema (torre/isoladores) capaz de transmitir energia em alta potência.

2007-Atual

Monitoramento, Detecção de Dano e Controle de Estruturas Submetidas a Ações Dinâmicas.

Descrição: Projeto coordenado pelo Prof. Jorge Daniel Riera, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), tendo por objetivo a cooperação técnica internacional entre Brasil e Argentina (CAPES - SECyT).

2006-2007

Uso do Método de Integração Direta na Análise Estática de Torres Metálicas Treliçadas de Linhas de Transmissão.

Descrição: Projeto coordenado pelo Prof. João Kaminski Junior, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM).

PUBLICAÇÕES

Teses

Identificação de Sistemas e Avaliação da Integridade de Estruturas Treliçadas. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Brasil, Maio 2007.

Estudo teórico e experimental de um edifício alto submetido à ação dinâmica do vento. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Brasil, Novembro 2003.

Periódicos Internacionais

Fadel Miguel, Leandro F.; Miguel, Letícia F.F., Riera, J.D., Ramos de Menezes, R.C., “Damage detection in truss structures using a flexibility based approach with noise influence consideration”, *Structural Engineering and Mechanics*, 2007, (trabalho submetido).

Fadel Miguel, Leandro F.; Ramos de Menezes, R.C.; Miguel, Letícia F.F., “Identificação estocástica de subespaços de torres de linhas de transmissão de alta voltagem”, *Revista Sul- Americana de Engenharia Estrutural*, 2006, (trabalho submetido).

Oliveira, M. G. K.; Fadel Miguel, Leandro F.; Rocha, M.M.; Loredou-Souza, A.M., “A two-degree of freedom flexible support for wind tunnel modeling of tall buildings”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Elsevier, 2005, (trabalho submetido).

Congressos Internacionais

Kaminski Jr., J.; Miguel, Letícia F.F.; Fadel Miguel, Leandro F.; Alva, G.M.S., “On the Determination of Collapse Loads of Transmission Line Towers through Non-Linear Model”, *Proceedings of 19th International Congress of Mechanical Engineering, XIX COBEM*, (2007).

Ramos de Menezes, R.C.; Kaminski Jr., J.; Miguel, Letícia F.F.; Fadel Miguel, Leandro F.; Alva, G.M.S., “Análise Dinâmica da Ruptura de Cabos num Tramo de LT”, Anais do Décimo Segundo Encontro Regional Ibero Americano do CIGRE, XII ERIAC, (2007).

Miguel, Letícia F.F.; Riera, J.D.; Kaminski Jr., J.; Fadel Miguel, Leandro F.; Ramos de Menezes, R.C., “Model uncertainty in the definition of EPS wind loads in transmission line design”, 12th International Conference on Wind Engineering, XII ICWE, (2007).

Fadel Miguel, Leandro F.; Ramos de Menezes, R.C.; Miguel, Letícia F.F., “Damage Localization Using a Flexibility Based Technique”, Proceedings of the 27th Iberian Latin American Congress On Computational Methods In Engineering, XXVII CILAMCE, (2006).

Fadel Miguel, Leandro F.; Miguel, Letícia F.F.; Ramos de Menezes, R.C.; Kaminski Jr., J., “Modal Parameter Identification of a High Voltage Transmission Line Tower Subjected to Ambient Excitation”, Proceedings of the 27th Iberian Latin American Congress On Computational Methods In Engineering, XXVII CILAMCE, (2006).

Fadel Miguel, Leandro F.; Miguel, Letícia F.F.; Ramos de Menezes, R.C., “Model Updating of a Frame Structure Using Penalty Functions Based Procedures”, Proceedings of the XV Congress on Numerical Methods and their Applications ENIEF2006, (2006).

Fadel Miguel, Leandro F.; Ramos de Menezes, R.C.; Miguel, Letícia F.F., “Mode Shape Expansion from Data-Based System Identification Procedures”, Proceedings of the XV Congress on Numerical Methods and their Applications ENIEF2006, (2006).

Fadel Miguel, Leandro F.; Miguel, Letícia F.F.; Amani, M.G., Ramos de Menezes, R.C., “Actualización Numérica de un Modelo de Pórtico utilizando Métodos Directos”, XIX Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, (2006).

Fadel Miguel, Leandro F.; Ramos de Menezes, R.C., “Identificação Estocástica de Sistemas de Torres Metálicas Treliçadas de Linhas de Transmissão”, XXXII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, (2006).

Fadel Miguel, Leandro F.; Oliveira, M.G.K.; Rocha, M.M.; Loredou-Souza, A.M., “Determinação experimental em modelo reduzido da resposta dinâmica de um edifício alto á ação do vento”, XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural, (2004).

Oliveira, M.G.K.; Fadel Miguel, Leandro F.; Rocha, M.M.; Loredou-Souza, A.M., “Desenvolvimento de um suporte flexível para ensaios de modelos aeroelásticos em túnel de vento”, XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural, (2004).

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)