

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

THIAGO HENRIQUE

MODELAGEM ESTRUTURAL DE DOLFINS DE
ATRACAÇÃO DE NAVIOS ATRAVÉS DA ANÁLISE MODAL
OPERACIONAL

VITÓRIA / ES
2019

THIAGO HENRIQUE

**MODELAGEM ESTRUTURAL DE DOLFINS DE
ATRACAÇÃO DE NAVIOS ATRAVÉS DA ANÁLISE MODAL
OPERACIONAL**

Dissertação apresentada ao
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil do Centro
Tecnológico da Universidade Federal
do Espírito Santo, como requisito
parcial para a obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil, na área
de concentração de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Walnório Graça
Ferreira

VITÓRIA / ES

2019

THIAGO HENRIQUE

MODELAGEM ESTRUTURAL DE DOLFINS DE ATRACAÇÃO DE NAVIOS ATRAVÉS DA ANÁLISE MODAL OPERACIONAL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas.

Aprovada em 22 de Fevereiro de 2019.

BANCA EXAMINADORA

Profº. Titular Drº. Walnório Graça Ferreira
Universidade Federal do Espírito Santo
Orientador

Profº. Drº. Rodrigo Silveira Camargo
Universidade Federal do Espírito Santo
Examinador

Profº. Drº. Cláudio José Martins
Centro Federal de Educação Tecnológica CEFET-MG
Examinador

À vida, que é fantástica por ser única.

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, Leonilde Baumgartner, por todo seu amor e simplicidade, por educar-me e preparar-me para os desafios impostos pela vida.

À minha querida esposa Daniele Guidoni que esteve sempre ao meu lado me incentivando a concluir mais esta etapa.

Ao meu irmão, Wendel Henrique, pelo exemplo e dedicação na busca do conhecimento e aperfeiçoamento.

Ao meu filho Murilo, sem dúvida minha maior fonte de alegria e motivação para viver cada dia melhor.

Ao Professor Walnório pela disponibilidade em me orientar. Obrigado pelos conselhos, incentivo e pelo comprometimento durante todo o trabalho.

Ao Professor Rodrigo Silveira Camargo, por todo conhecimento passado durante o mestrado, seriedade e profissionalismo durante essa jornada.

Ao Professor Claudio José Martins, sempre disposto a ajudar e que contribui significativamente para a realização desse trabalho.

A Vale, empresa maravilhosa que me possibilitou esse aperfeiçoamento profissional e que é fonte diária de desafios que eu amo resolver.

A todos que de alguma forma contribuíram com esta vitória.

*“Conhecimento não é aquilo que você sabe, mas o que você faz com aquilo que
você sabe”*

Aldous Huxley

RESUMO

A Análise Modal Operacional é uma investigação estrutural não-destrutiva baseada apenas nas ações de operação (ou naturais) como fonte de excitação. A vantagem dessa metodologia é a possibilidade de conduzir as medições de vibração da estrutura sem paralização de sua funcionalidade.

Considerando as acelerações registradas ao longo do tempo, adotou-se uma técnica de processamento de sinais no domínio da frequência para a obtenção dos parâmetros modais da estrutura: frequências naturais, modos de vibração e taxas de amortecimento.

Os acelerômetros foram instalados de maneira a captar os principais modos de vibração dos dolphins de um píer onde são atracados navios de até 450.000 toneladas. Cada dolfim é composto de um conjunto de estacas com um bloco de coroamento em concreto armado.

A partir da comparação entre parâmetros modais reais medidos e numéricos, obtidos a partir de um modelo baseado no método dos elementos finitos e dados do projeto estrutural, foi possível efetuar a calibração de modelos numéricos dos dolphins a partir da adaptação do modelo numérico aos valores obtidos em campo.

O resultado do experimento foi a caracterização numérica da estrutura, bem como uma análise estrutural dos resultados visando a comparação dos níveis de danos existentes em cada estrutura. O dolfim que recebe o impacto de navios apresentou uma redução de quase 10% de sua rigidez original e a análise indicou que o dolfim de amarração apresenta sérios danos em suas estacas.

Palavras chave: Análise modal; estruturas marítimas, dinâmica de estruturas.

ABSTRACT

Ambient Vibration Analyses is a non-destructive structural investigation based only on the operation and ambient actions as a source of excitation. The advantage of this methodology is the possibility of conducting vibration measurements of the structure without paralyzing its functionality.

Considering the accelerations recorded over time, signal processing techniques were used in the frequency domain to obtain the modal parameters of the structure, such as: natural frequencies, vibration modes and damping rates.

Accelerometers were installed to capture the main vibration modes of dolphins on a pier where bulk vessels up to 450,000 tons are berthed. Each dolphin is composed of a set of piles with a superior reinforced concrete block.

From the comparison between actual measured and numerical parameters obtained from a model based on the finite element method and structural design data, it was possible to perform the calibration of a numerical modelling of the dolphins from the adaptation of the numerical model to the values obtained in the field. Thus, the overall imperfections and damages existing in the structure were properly considered.

The result of the experiment was the numerical characterization of the structure, as well as a structural analysis of the results aiming to compare the damage levels on each structure. The dolphin that receives the first impact of vessels during the berth maneuvering has decreased its original stiffness by 10% and the mooring dolphin analyses indicated a serious damage on its piles.

Keywords: Ambient vibration analysis; Maritime structures; Dynamic of structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de estruturas mais usuais para píeres marítimos	15
Figura 2 – Píer tipo dolfim com atracação de navio de 450.000 toneladas.....	16
Figura 3 – Ângulo de aproximação de um navio de 450.000 toneladas.....	17
Figura 4 – Estruturas danificadas após acidentes.....	18
Figura 5 – Ensaio de vibração livre a esquerda e vibração ambiental a direita.....	20
Figura 6 – Escala de danos estruturais	24
Figura 7 – Respostas em baixa frequência para uma estrutura danificada.....	25
Figura 8 – Resposta de um sistema com amortecimento subcrítico	27
Figura 9 – Deformada final em coordenadas modais.....	28
Figura 10 – Esquematização de um processo estocástico.....	29
Figura 11 – Espectro pelo método de seleção de picos.....	35
Figura 12 – Dolfim de atracação	42
Figura 13 – Dolfim de amarração	43
Figura 14 – Acelerômetro e coletor posicionados para realizar as medições.....	45
Figura 15 – Tela de configuração do coletor	47
Figura 16 – Modelo estrutural do dolfim de atracação.....	48
Figura 17 – Modelo para obtenção da rigidez.	49
Figura 18 – Modos de vibração 1, 2 e 3 – dolfim de atracação	52
Figura 19 - Espectro de resposta – dolfim de atracação	54
Figura 20 – Sinal no tempo – dolfim de atracação	55
Figura 21 – Modos de vibração 1, 2 e 3 – dolfim de amarração.....	60
Figura 22 – Espectro de resposta – dolfim de amarração.....	61
Figura 23 – Sinal no tempo – dolfim de amarração.....	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Taxas de amortecimento referenciais.....	36
Tabela 2 – Configuração mínima dos equipamentos para coleta de dados de vibração natural.....	38
Tabela 4 – Características dos acelerômetros utilizados	45
Tabela 5 – Coeficientes de rigidez iniciais do modelo – dolfim de atracação.....	50
Tabela 6 – Frequências naturais do modelo inicial – dolfim de atracação	51
Tabela 7 – Porcentagem de massa mobilizada em cada modo de vibração – dolfim de atracação.....	52
Tabela 8 – Erro calculado para as frequências do modelo e do ensaio - dolfim de atracação.....	56
Tabela 9 – Coeficientes de rigidez do modelo calibrado – dolfim de atracação	56
Tabela 10 – Coeficientes de rigidez inicial do modelo – dolfim de amarração	57
Tabela 11 – Frequências naturais do modelo inicial – dolfim de amarração	58
Tabela 12 – Porcentagem massa mobilizada em cada modo de vibração – dolfim de amarração	59
Tabela 13 – Erro calculado para as frequências do modelo e do ensaio - dolfim de amarração	63
Tabela 14 – Coeficientes de rigidez do modelo calibrado – dolfim de amarração.....	63
Tabela 15 – Coeficientes de rigidez do modelo original e calibrado – dolfim de atracação.....	65
Tabela 16 – Coeficientes de rigidez do modelo original e calibrado – dolfim de amarração	66

SIMBOLOGIA

m	Massa de um corpo
k	Coeficiente de rigidez
c	Constante de amortecimento
ζ	Taxa de amortecimento da estrutura
ω	Frequência de uma estrutura
$\mathbf{K}$	Matriz de rigidez da estrutura
$\mathbf{M}$	Matriz de massa da estrutura
A	Amplitude máxima na frequência avaliada
E	Módulo de elasticidade
T	Período total de monitoramento
f_{ck}	Resistência à compressão axial do concreto à 28 dias
F_E	Frequência medida em ensaio
F_M	Frequência medida no modelo

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas.

AISC – *American Institute of Steel Construction*

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

DIN - *Deutsches Institut für Normung*

FDD – Método de decomposição estocástica do Subespaço

FFT – Transformada rápida de Fourier

ISO – *International Organization for Standardization*

MEF – Método dos Elementos Finitos

NBR – Norma Brasileira

PP – Método de Seleção de Picos

SDOF – Sistema com um grau de liberdade

VLCC – *Very large crude carrier*/ Navio graneleiro de grande comprimento

SUMÁRIO

Resumo.....	6
Abstract	7
1 INTRODUÇÃO	14
1.1 ESTRUTURAS PORTUÁRIAS	14
1.2 ACIDENTES OCORRIDOS	17
1.3 ANÁLISE DINÂMICA	18
1.4 OBJETIVOS	20
1.4.1 Objetivo geral.....	20
1.4.2 Objetivos específicos	20
1.5 JUSTIFICATIVA	21
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1 FALHAS ESTRUTURAIS.....	23
2.2 VIBRAÇÕES LIVRES AMORTECIDAS	26
2.3 FORMULAÇÃO MODAL	27
2.4 EXCITAÇÃO ESTOCÁSTICA	29
2.5 ANÁLISE MODAL	30
2.6 DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA	33
2.7 MÉTODO DE SELEÇÃO DE PICOS	35
2.8 AMORTECIMENTO	36
2.9 PROVAS DE CARGA DINÂMICA: NBR-15307	38
2.10 MODELAGEM MATEMÁTICA	39
3 ESTRUTURAS ANALISADAS	41
3.1 DESCRIÇÃO FÍSICA DOS DOLFINS	41
3.1.1 Dolfim de atracação.....	41
3.1.2 Dolfim de amarração.....	42

4	METODOLOGIA.....	44
4.1	INSTRUMENTAÇÃO	44
4.2	ENSAIO DINÂMICO.....	46
4.3	MODELO MATEMÁTICO.....	47
5	RESULTADOS	50
5.1	DOLFIM DE ATRACAÇÃO	50
5.1.1	Rigidez do modelo inicial	50
5.1.2	Modos de vibração do modelo inicial.....	50
5.1.3	Resultado dos ensaios.....	53
5.1.4	Calibração do modelo	55
5.1.5	Rigidez final	56
5.1.6	Amortecimento.....	56
5.2	DOLFIM DE AMARRAÇÃO	57
5.2.1	Rigidez do modelo inicial	57
5.2.2	Modos de vibração do modelo inicial.....	57
5.2.3	Resultado dos ensaios.....	60
5.2.4	Calibração do modelo	62
5.2.5	Rigidez final	63
5.2.6	Amortecimento.....	63
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	65
6.1	RIGIDEZ	65
6.1.1	Dolfim de atracação.....	65
6.1.2	Dolfim de amarração.....	65
6.2	FREQUÊNCIAS NATURAIS	66
7	CONCLUSÕES.....	68
8	SUGESTÕES.....	69
9	BIBLIOGRAFIA	70

1 INTRODUÇÃO

1.1 ESTRUTURAS PORTUÁRIAS

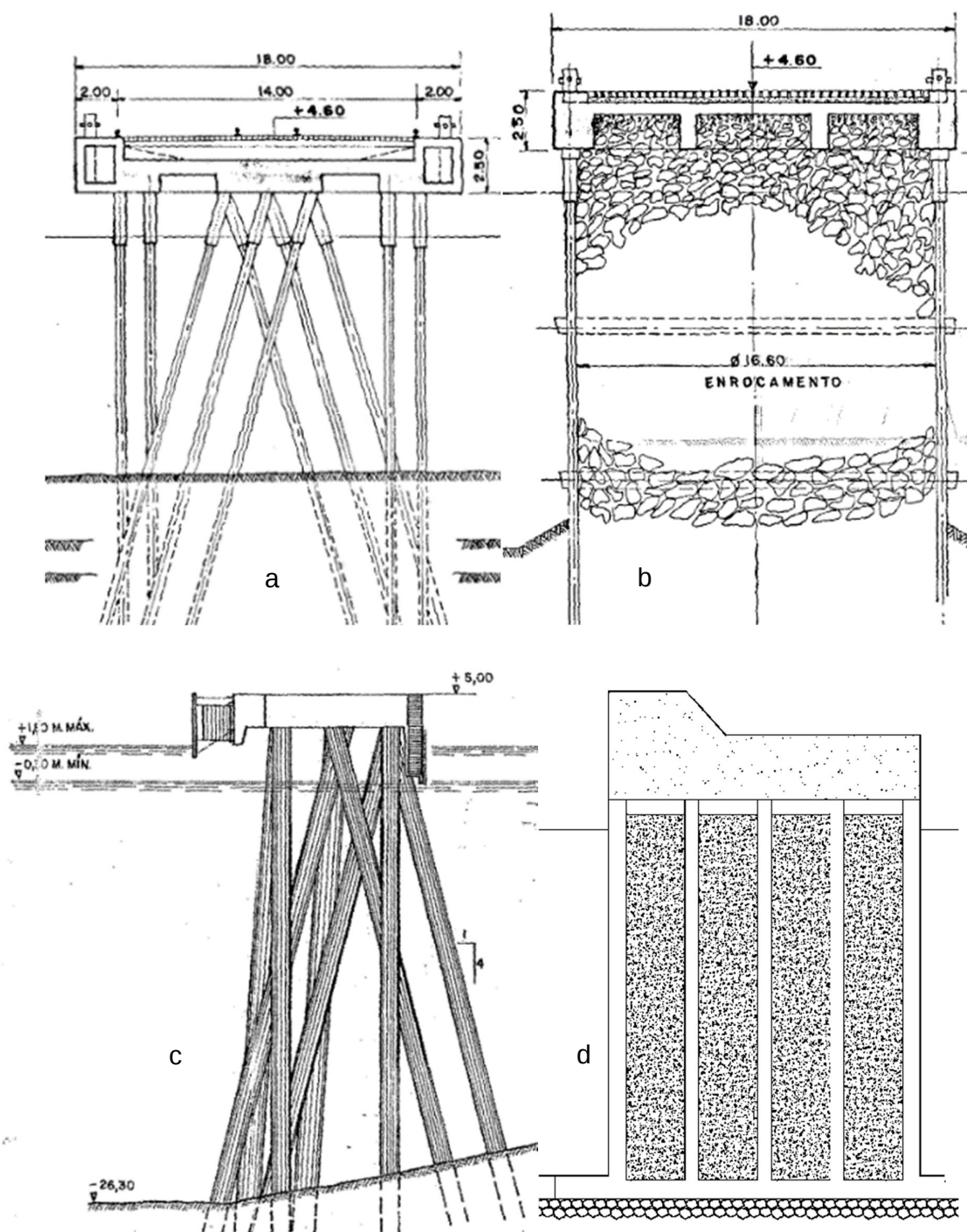
Os portos são usualmente responsáveis por escoar a maior parte da produção de um país. Tratam-se, portanto, de um fator chave para o desenvolvimento e crescimento econômico nacional, de forma que a insuficiência ou baixa produtividade de terminais portuários tornou-se um importante gargalo para as exportações brasileiras. (OLIVEIRA, 2009)

O projeto de uma estrutura portuária requer o conhecimento de algumas particularidades, tais como fatores ambientais: vento, correntes, sedimentação, batimetria, tipo de solo, ondulação e variações de maré; além de cargas que aparecem unicamente nesse tipo de estrutura, como esforços de atracação e amarração de navios. O cálculo desses carregamentos não é trivial e exige uma certa experiência por parte do projetista. A ABNT NBR-9782:1987 – Ações em estruturas portuárias, marítimas e fluviais; apresenta as orientações mínimas para esse dimensionamento.

Gaythwaite (1990) e Tsinker (1996) fazem um levantamento abrangente das diversas geometrias possíveis de construção de um píer de atracação e esclarecem que a escolha do tipo mais apropriado deve levar em conta as condições ambientais locais, as características dos navios de projeto e a disponibilidade de tecnologia das empresas construtoras do país.

Dentre as diversas possibilidades estruturais, destacam-se os píeres do tipo tabuleiro estaqueado (Figura 1.a), estaca-prancha com enchimento interior (Figura 1.b), Dolfim estaqueado (Figura 1.c) e Caixão preenchido (Figura 1.d).

Figura 1 – Tipos de estruturas mais usuais para píeres marítimos
(Fonte: Gaythwaite (1990))



Os dolphins são estruturas compostas de uma base de concreto armado que faz o coroamento de estacas verticais e inclinadas, que podem ser metálicas com ou sem preenchimento ou pré-moldadas em concreto. Para pequenos cais fluviais a estrutura poderá ser toda em madeira. Na face frontal da base, é feita a fixação da defesa, que é um elemento de borracha que absorve os esforços de movimentação da embarcação, transmitindo-os ao dolphin.

Segundo Alfredini (2014), píeres compostos de dolphin estaqueados são os mais utilizados quando não há necessidade de um tabuleiro superior ao longo de toda a embarcação, como no caso de terminais de graneis líquidos em que a carga e descarga é feita apenas em um ponto central do convés ou em terminais que receberão navios graneleiros da classe VLCC – *Very large crude carrier*, com capacidade acima de 300.000 toneladas e com 400 metros de comprimento, pois a construção de um tabuleiro ao longo de todo o costado do navio inviabilizaria a obra economicamente. Um píer tipo dolphin, objeto desse estudo está ilustrado na Figura 2.

Figura 2 – Píer tipo dolphin com atracação de navio de 450.000 toneladas.

(Fonte: <http://g1.globo.com/especial-patrocinado/olhar-sustentavel/fotos>, acesso em 10 out. 2017)

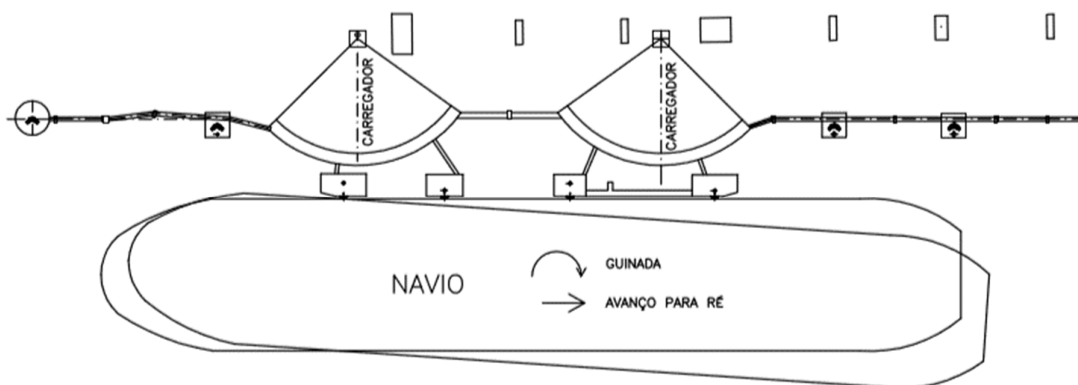


1.2 ACIDENTES OCORRIDOS

Na última década, ocorreram acidentes com uma frequência bienal, em que houve o toque do navio nas estruturas de concreto, seja por ruptura das defensas ou por má aproximação do navio durante tempestades. O acidente mais comum no período foi a ruptura da defesa devido a movimentação excepcional do navio durante atracação com forte ondulação. Isso ocorre porque o navio faz a aproximação em ângulo para que o toque seja feito em apenas uma defesa, conforme ilustrado na Figura 3. Porém durante as tempestades, a ondulação faz com que o toque não seja apenas de compressão na defesa, mas também de arraste lateral, ocasionando por vezes a ruptura do elemento de borracha e a colisão do navio com a estrutura de concreto.

Figura 3 – Ângulo de aproximação de um navio de 450.000 toneladas.

(Fonte: autor)



Em 2007, durante uma atracação sob forte ondulação provocada por uma tempestade, ocorreu o pior acidente do ponto de vista estrutural. Um navio de 300.000 toneladas se chocou com a estrutura de concreto e provocou uma fissuração nas quatro faces do delfim, conforme ilustrado na Figura 4. Nesse caso foi necessária uma obra de reforço com cravação de novas estacas e solidarização da estrutura nova com a existente através de cabos de protensão.

Figura 4 – Estruturas danificadas após acidentes.

(Fonte: autor)



Segundo Safakhah *et al.* (2018), as colisões embarcação-estruturas normalmente acontecem em poucos segundos, com uma enorme transmissão de esforços, transformando energia cinética em força de impacto com absorção nos componentes da estrutura.

1.3 ANÁLISE DINÂMICA

O comportamento de uma estrutura civil ao longo de sua vida útil pode ser alterado por diversas modificações em suas condições originais. Desde o aparecimento de fissuras à oxidação de elementos em aço, passando por deslocamentos excessivos de certos pontos. Durante estágios iniciais e intermediários, esses sinais de degradação estrutural e redução de rigidez ficam insensíveis às técnicas comuns de inspeção civil.

Para grandes obras civis, as condições estruturais de segurança são analisadas, tanto nas fases iniciais do projeto quanto durante sua operação, normalmente por meio do desenvolvimento de modelos numéricos de análise estática ou dinâmica, baseados na teoria de elementos finitos.

Existe, porém, um conjunto maior ou menor de incertezas associadas às definições das características geométricas e mecânicas das estruturas, bem como as respectivas condições de apoio, que resultam em incertezas durante a análise

estrutural adequada. Esse problema é particularmente pertinente na caracterização de estruturas complexas ou com elevado tempo de vida, cujas características mecânicas são difíceis de avaliar.

Nesse contexto, técnicas de identificação dos parâmetros modais da estrutura (frequência natural, modos de vibração e coeficientes de amortecimentos modais) baseados na realização de medições dinâmicas apresentam-se como ferramenta de elevado interesse, almejando suportar a correlação entre parâmetros identificados em campo e a validação de modelos numéricos desenvolvidos para avaliação da capacidade de carga efetiva de estruturas.

O comportamento dinâmico das estruturas pode ser experimentado através de dois distintos tipos de ensaios: tradicionais, que se baseiam na medição da resposta da estrutura com uma excitação artificial (pontual ou contínua) e os ensaios de vibração ambiental, cujas respostas são medidas quando a estrutura está sob ações correntes de sua utilização.

O elevado porte das estruturas civis exige, para os ensaios tradicionais de vibração, a utilização de equipamentos pesados e de custosa mobilização. Isso porque é necessária uma elevada energia capaz de excitar os modos de vibração de interesse. Além disso, a excitação controlada costuma obrigar a paralização do funcionamento corrente da estrutura ensaiada. Um exemplo corrente para excitação induzida de pontes sobre cursos de água é a fixação de flutuantes em seu vigamento principal e súbita ruptura dos cabos de amarração, conforme ilustrado na Figura 5.

Já os ensaios de vibração ambiental aproveitam as ações naturais a que a estrutura está submetida, como vento, ondas, tráfego, etc.; por não restringir a operacionalidade da estrutura e o baixo custo de aplicação, esses ensaios constituem-se na solução mais adequada para realizar a caracterização dinâmica de estruturas de grande porte.

Figura 5 – Ensaio de vibração livre a esquerda e vibração ambiental a direita
(Fonte: Tavares (2013))



1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo geral

Esse trabalho visa obter o modelo estrutural calibrado de um dolfim de atracação e outro de amarração de navios graneleiros com capacidade de transportar até 450.000 toneladas, de maneira a estimar sua rigidez atual e permitir o monitoramento estrutural após colisões.

1.4.2 Objetivos específicos

- Conduzir ensaios de vibração considerando apenas fontes de excitação aleatórias como ventos, ondas e os esforços gerados pelo navio;
- Medir as acelerações da estrutura em pontos pré-determinados e obter os parâmetros modais através da técnica de seleção de picos, no domínio da frequência;
- Calibrar os modelos em elementos finitos a fim de ajustá-lo aos parâmetros modais identificados nos ensaios;
- Obter um modelo numérico com comportamento global equivalente que permita realizar o monitoramento estrutural dos dolphins.

1.5 JUSTIFICATIVA

A identificação dos danos e do nível de deterioração da estrutura, bem como a recuperação dos elementos são uma preocupação constante das equipes de manutenção portuária. Beskhyroun *et al.* (2012) afirmam que uma rápida e precisa avaliação estrutural pode efetivamente reduzir perdas econômicas e acelerar o reestabelecimento operacional de estruturas danificadas.

Porém, os engenheiros civis responsáveis pela manutenção de píeres têm conhecimento das limitações das práticas comuns de inspeção visual e apresentam dificuldade para garantir sua segurança em serviço dada a degradação acelerada imposta pelo ambiente marinho, caracterizado pelo meio altamente corrosivo, contínua ação de ondas e correntes e principalmente ao impacto de grandes embarcações. Além disso, a maior parte da estrutura está submersa e coberta de vida marinha, onde até mesmo um mergulhador especializado tem dificuldade de identificar danos estruturais.

Assim, é fundamental a definição de uma metodologia capaz de avaliar a condição presente da estrutura e vida útil remanescente, dentro dos parâmetros de utilização normatizados. Modelos numéricos elaborados na fase de projeto são suficientes para o dimensionamento de uma estrutura nova, porém, existem limitações para uma avaliação técnica de sua integridade estrutural e nível de deterioração.

A verificação e validação de modelos de grandes estruturas civis como pontes, torres e edifícios vem sendo utilizada de maneira muito abrangente em trabalhos internacionais, mas, segundo Boroshek *et al.* (2010), pouco tem sido feito nesse tema relacionado a estruturas portuárias. Del Grosso *et al.* (2017) corroboram com essa afirmação, sendo que em Del Grosso (2005) foi apresentado um resumo das ações de monitoramento estrutural através de vibrações nos portos italianos.

Embora píeres tenham tipicamente estruturas simplificadas, seu comportamento dinâmico é complexo devido as interações solo-estrutura ou estrutura-equipamentos, e, segundo Kim *et al.* (2015), poucos pesquisadores têm estudado essas respostas a partir de análises dinâmicas.

Nesse contexto, a análise modal tem se mostrado uma excelente ferramenta para o monitoramento e identificação de danos de uma estrutura, sendo uma opção mais econômica e rápida que os tradicionais ensaios.

Maia *et al.* (1998) apontam a análise dinâmica baseada na análise modal operacional como a ferramenta ideal para desenvolver modelos que representem com fidelidade as reais condições de uma estrutura. Nesse ensaio é observada apenas a resposta do sistema, nele a excitação da estrutura é inerente ao seu funcionamento e ao ambiente. Desse modo, não é necessário interromper o funcionamento normal da estrutura e são utilizados apenas equipamentos para mensuração, os quais são de fácil transporte e manuseio. Além disso, a ausência de instalação de cabos ao longo de toda a estrutura reduz drasticamente o tempo de preparação do ensaio e permite a sua realização com pouca mão-de-obra.

Tendo em vista o apresentado, é possível notar diversas aplicações da análise dinâmica de estruturas civis como: avaliar características modais, melhorar a construção de modelos e atuar no monitoramento da estrutura. No presente trabalho essa técnica será utilizada para calibrar um modelo de elementos finitos e estimar a perda de rigidez de uma estrutura portuária.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FALHAS ESTRUTURAIS

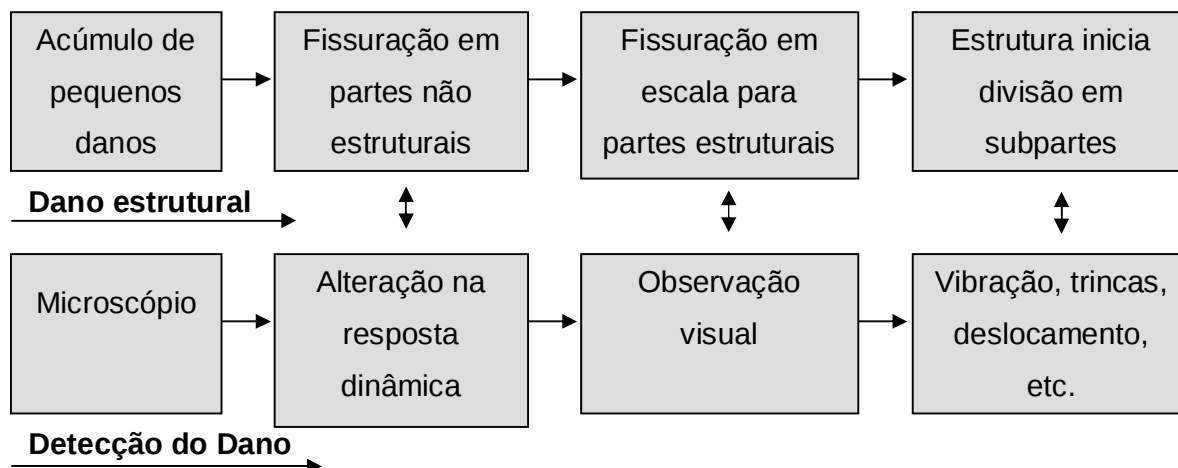
O primeiro desafio a se considerar a respeito dos mecanismos de falha em estruturas de concreto armado é a definição de quais são os indicadores úteis para a correta verificação do estado atual de uma estrutura. Tradicionalmente, investigações estruturais são baseadas na observação da presença de fissuras e trincas, que dependendo da intensidade e geometria poderá ser seguida de uma análise computacional ou diretamente de procedimentos de recuperação e reforço.

Ainda no princípio do século passado, Griffith (1921) observou que materiais como o concreto não atingiam a máxima resistência teórica devido às imperfeições internas do material. Com o grande avanço científico na área de microscopia de materiais, sabe-se que a causa dessa perda de resistência é devido a dissipação de energia na superfície dessas microimperfeições internas dos materiais sob tensão. Essas imperfeições podem se manifestar em forma de alterações químicas ou perda de resistência pontual, sendo o ponto inicial da formação de fissuras. Quanto maior a imperfeição, menor é a tensão necessária para ativar a dissipação de energia.

Segundo Jeary (1992), o estágio precedente ao colapso envolve a perda de estabilidade da estrutura como um todo, que por sua vez foi precedido de um estágio com aparecimento de indicadores visíveis que os engenheiros estruturais são treinados para identificar. Essas falhas são fissuras, trincas, degradação do material, perda de continuidade e ataque químico. Cada um desses itens é responsável pela redução de vida útil da estrutura. O desafio prático é que, nos estágios iniciais, essas falhas são visíveis apenas ao nível microscópico.

A Figura 6 apresenta um modelo conceitual de progressão de danos em uma estrutura proposto por Griffith (1921), com um caráter filosófico da acumulação de danos no interior da estrutura. É realista concluir que a observação visual de falhas só é possível nos estágios mais avançados de deterioração estrutural, onde há pouco tempo para planejar ações preventivas e urgem as corretivas.

Figura 6 – Escala de danos estruturais
(Adaptado de: Griffith (1921))



Considerando que os danos cumulativos podem causar mudanças em propriedades físicas como massa e rigidez de um sistema estrutural, consequentemente as propriedades modais desse sistema, como frequência natural e modos de vibração, também podem ser alteradas. (DOEBLING *et al.*, 1998).

Corroborando a afirmação anterior, Beskhyroun *et al.* (2012) fizeram o monitoramento contínuo de uma ponte neozelandesa e observaram a redução de 0,05 Hz na frequência natural do primeiro modo de vibração vertical imediatamente após um terremoto ocorrido. Uma redução pequena, porém, permanente para a estrutura.

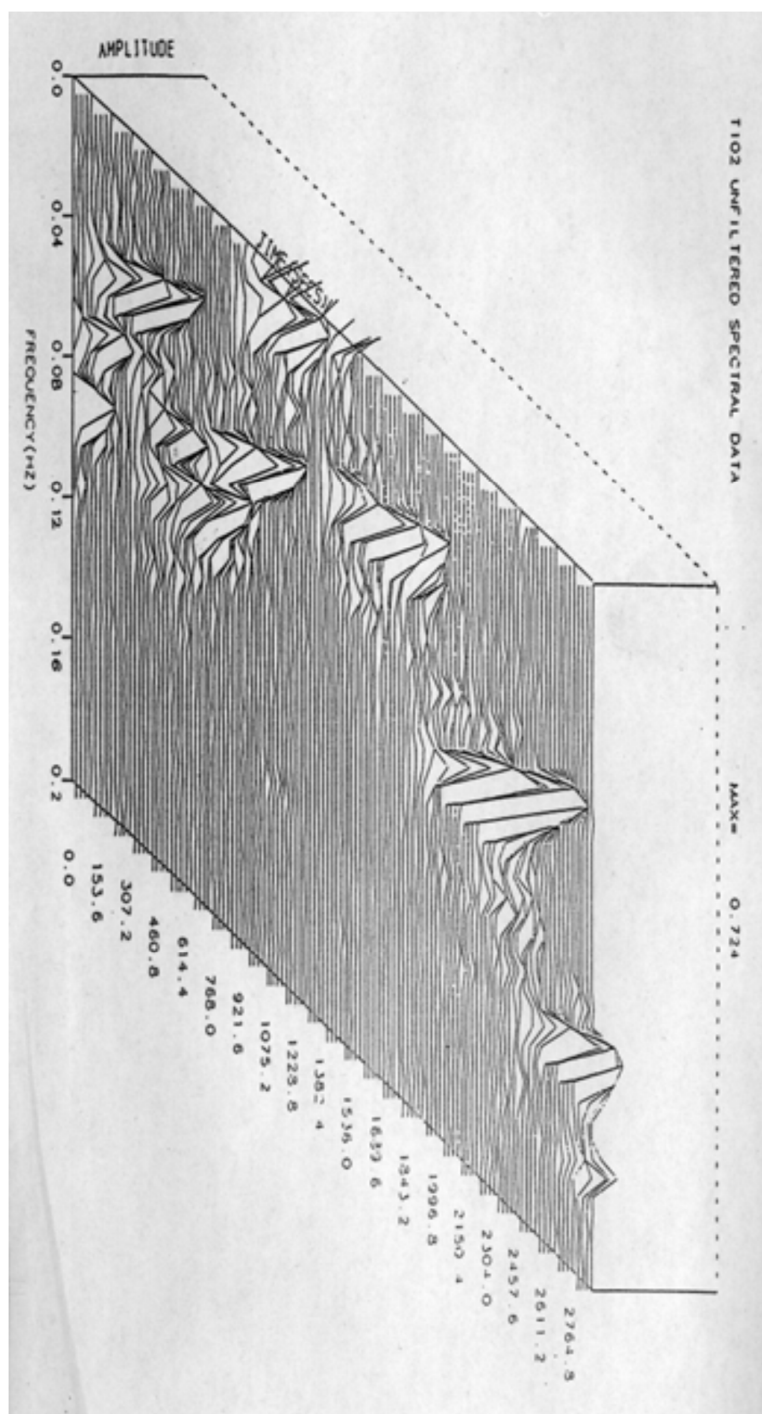
Um estudo teórico, conduzido por Lee *et al.* (2018), modelou um píer em caixão preenchido e impôs diversos níveis de erosão na base de apoio, sendo que a primeira frequência de vibração apresentou até 6% de redução.

Em condições normais de operação, a propagação de danos em estruturas civis é lenta e gradual. Assim, as propriedades modais não são alteradas de forma abrupta e, segundo Xu e Xia (2012), as condições ambientais de operação são mais significantes para uma possível alteração nas formas de vibração.

Hu *et al.* (2001) identificaram uma resposta em frequências extremamente baixas em um edifício severamente danificado em Hong Kong. Na Figura 7, é possível observar que essas baixíssimas frequências mudam periodicamente de um valor para outro próximo. A explicação para esse comportamento é que para esse

modo de vibração particular existem partes da estrutura (massas) que não participam conjuntamente com o todo. Adicionalmente, o fato desse comportamento ocorrer em tão baixas frequências indica que existe baixa rigidez associada a esse modo de vibração.

Figura 7 – Respostas em baixa frequência para uma estrutura danificada
(Fonte: Hu et al. (2001))



A análise de alterações nas frequências de vibração é mais uma ferramenta de apoio aos engenheiros civis, pois é um indicador de danos em estruturas em estágios menos avançados. Salawu (2007) apresenta uma ampla revisão do uso dessa metodologia e dos resultados alcançados, reforçando seu potencial como indicador de danos e sua limitação como um localizador pontual dos mesmos.

A área de estudos de colisão em estruturas marítimas mais avançada é a de colisão de barcas fluviais em pilares de pontes rodoviárias, tendo sido normatizada as melhores práticas e critérios de projeto pela ASHTO 2009 – *Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges*.

2.2 VIBRAÇÕES LIVRES AMORTECIDAS

Em sistemas reais a perda de energia durante a vibração é comum, devido ao amortecimento presente na estrutura o qual nem sempre pode ser desprezado. O amortecimento se manifesta de diversas formas, no entanto, em estudos de análise modal costuma-se adotar um amortecimento equivalente do tipo viscoso, que possui tratamento matemático mais simples. O amortecimento viscoso possui sempre sinal oposto ao movimento e é uma função linear da velocidade e proporcional a mesma. Então a equação de movimento passa a ser:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = 0 \quad (2.1)$$

onde m é a massa do sistema, c é o coeficiente de amortecimento e k é o coeficiente de rigidez. A solução de (2.1) é dada por:

$$v = Ae^{s_1 t} + Be^{s_2 t} \quad (2.2)$$

onde A e B são constantes complexas que dependem das condições iniciais.

$$s_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2} \quad (2.3)$$

Amortecimento subcrítico ($\xi < 1$):

Ocorre quando o amortecimento é menor que o crítico, ou seja, acontece oscilação.

$$s_{1,2} = -\xi \pm \sqrt{\xi^2 - \omega^2} = -\xi\omega \pm i\omega_D \quad (2.4)$$

Onde $\omega_D = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$ é a frequência natural amortecida.

A resposta do sistema é dada por:

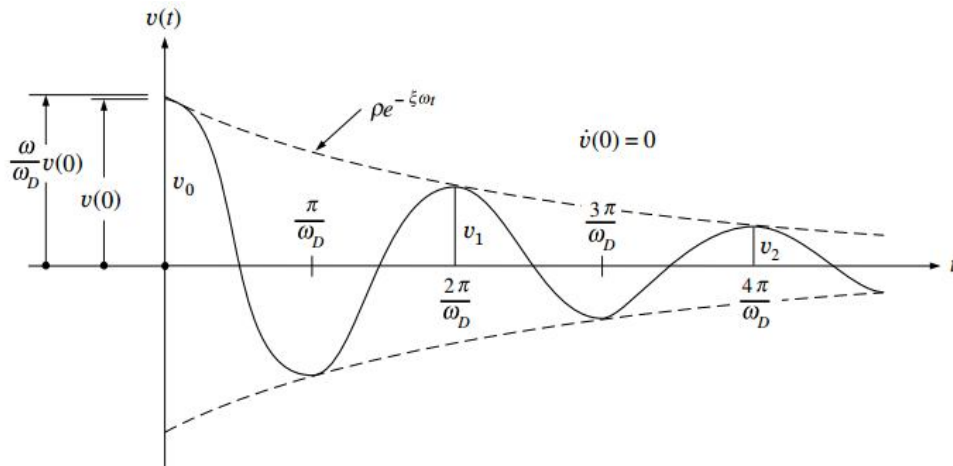
$$v = \left[v_0 \cos \omega_D t + \frac{v'_0 + v_0 \xi \omega}{\omega_D} \sin \omega_D t \right] e^{-\xi \omega t} \quad (2.5)$$

A equação possui decaimento exponencial como mostra a Figura 8. Esse comportamento é semelhante ao apresentado por estruturas reais. Esse modelo de decaimento logarítmico da amplitude é utilizado para estimar a taxa de amortecimento das estruturas (CLOUGH e PENZIEN, 2003).

Para determinação da taxa de amortecimento a partir do decaimento logarítmico é observada a taxa de decaimento em picos consecutivos (v_n, v_{n+1}), em um gráfico posição *versus* tempo. O decaimento logarítmico é obtido pela equação:

$$\xi \equiv \frac{(v_n - v_{n+1})}{2\pi v_{n+1}} \quad (2.6)$$

Figura 8 – Resposta de um sistema com amortecimento subcrítico
(Fonte: Clough e Penzien (2003))



2.3 FORMULAÇÃO MODAL

Para se obter ganhos em eficiência numérica, pode-se recorrer a formulação das respostas dinâmicas no espaço modal. O procedimento consiste na

transformação do sistema de n equações e n incógnitas em um conjunto de n equações diferenciais independentes com uma incógnita cada. (CRAIG, 1981).

Isso é conseguido decompondo o vetor deslocamentos na combinação linear entre n vetores Φ_k chamados modos de vibração, que contêm as coordenadas da deformada de cada grau de liberdade no espaço modal quando a estrutura vibra em uma das suas n frequências naturais, por coeficientes y_k , denominados coordenadas modais que transformam cada elemento de Φ_k em deslocamentos reais.

Cada um dos modos de vibração e correspondente frequência natural é determinado a partir das seguintes expressões:

$$\det(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = 0 \quad (2.7)$$

$$(\mathbf{K} - \omega_n^2 \cdot \mathbf{M}) \cdot \Phi_n = 0 \quad (2.8)$$

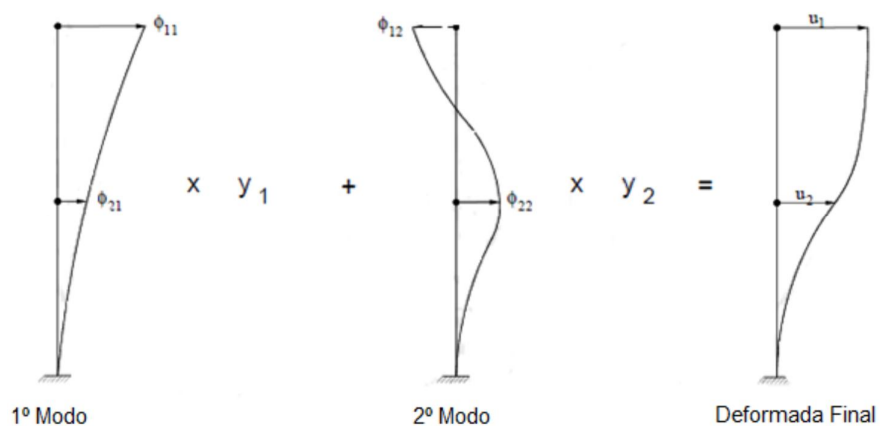
Ilustra-se na Figura 9 o conceito acima desenvolvido determinando-se a deformada final da estrutura de dois graus de liberdade através da combinação linear entre os dois modos de vibração, Φ_1 e Φ_2 tomando como coeficientes as duas coordenadas modais y_1 e y_2 .

$$\mathbf{v} = \Phi_1 y_1 + \Phi_2 y_2 \quad (2.9)$$

Deduzindo-se então para uma estrutura genérica de n graus de liberdade:

$$\mathbf{v} = \sum_{i=1}^n \Phi_i y_i \quad (2.10)$$

Figura 9 – Deformada final em coordenadas modais
(Fonte: Tavares (2013))



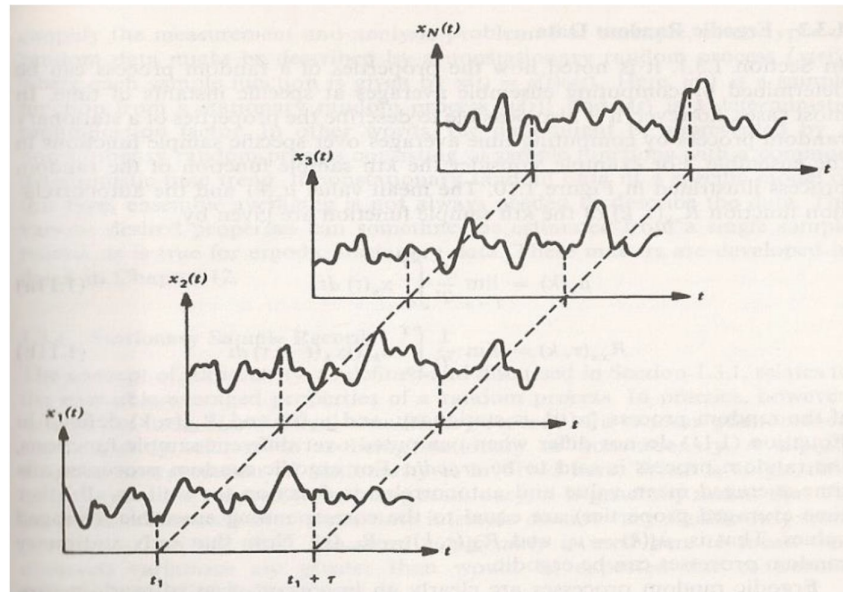
2.4 EXCITAÇÃO ESTOCÁSTICA

Quando a excitação atuante na estrutura é devidamente conhecida ao longo do tempo, tem-se a denominada excitação determinística. No entanto na maioria das situações, uma estrutura se encontra exposta a uma excitação de natureza aleatória cujo comportamento futuro não é possível prever. Será então conveniente idealizar a excitação como um processo estocástico.

Um processo estocástico é um conjunto de realizações N de um determinado acontecimento aleatório que é registrado durante um período de tempo finito T . Em termos matemáticos define-se cada uma dessas realizações como $x_k(t)$ sendo que k indica a realização ($k \in [0, N]$) e t o instante temporal ($t \in [0, T]$).

Um exemplo de um processo estocástico, contextualizado com esta tese, é o da realização de N medições da variação da aceleração de um determinado ponto dos dolphins de atracação ao longo de um intervalo de tempo. Visto a aceleração ser aleatória esse conjunto de N medições representa um processo estocástico, cuja representação gráfica seria bastante semelhante, ao processo estocástico representado na Figura 10.

Figura 10 – Esquematização de um processo estocástico
(Fonte: Tavares (2013))



Considerando o processo estocástico da Figura 10, constituído por um conjunto de realizações x_1, x_2, x_n ; o valor médio para um instante t_1 é calculado como sendo o somatório do valor de x , em cada amostra existente, para o instante t_1 dividindo-o pelo número total de amostras.

2.5 ANÁLISE MODAL

Peeters (2000) afirma que as grandes estruturas civis têm formas de vibração únicas, que podem ser batizadas de “assinaturas dinâmicas”. Essas assinaturas são típicas para cada estrutura e podem ser obtidas por meio de medições apropriadas e análise do comportamento, visando a detecção de danos estruturais.

Para Brasil e Silva (2013), a dinâmica das estruturas se ocupa do efeito da passagem do tempo e suas consequências sobre as estruturas considerando a energia cinética e a presença de forças de inércia. O fato é que existe uma complexidade na avaliação do real comportamento dinâmico de estruturas e equipamentos e ainda há necessidade de integrar outros conhecimentos que englobem as diversas áreas inerentes à análise dinâmica e vibração, tais como estruturas, mecânica de sólidos, fundações, mecânica dos solos, entre outros.

A vibração que ocorre na maioria dos sistemas dinâmicos é indesejável, não somente pelo ruído e carregamento dinâmico, que pode acarretar fadiga e falha, mas também pela perda de energia e redução do desempenho que acompanham a

vibração. Portanto a análise modal das propriedades dinâmicas é fundamental para o estudo de grandes estruturas (BEARDS, 1996).

Estruturas marítimas acumulam danos ao longo de sua vida útil como resultado de ações ambientais (vento, ondas, correntes, etc) e ações operacionais (equipamentos e choque de embarcações). Claramente, de acordo com Li e Hu (2008), o desenvolvimento de técnicas robustas para detecção de danos nos estágios iniciais é crucial para evitar a ocorrência de falhas catastróficas

Guillaume (2009) afirma que a análise modal é uma das técnicas utilizadas para o estudo e análise dinâmica de sistemas estruturais. Os modos são propriedades inerentes de uma estrutura, determinados pelas propriedades do material (massa, amortecimento e rigidez) e condições de contorno da estrutura.

Complementando, Au *et al.* (2013) definem análise modal como um processo no qual são descritas informações importantes sobre as estruturas: a frequência natural, a taxa de amortecimento, a rigidez e os modos de vibração. Propriedades fundamentais para a compreensão do comportamento dinâmico da estrutura. Com essas variáveis é possível avaliar prováveis modificações em estruturas, controlar vibrações e monitorar sua integridade

De uma maneira geral nas últimas décadas, a análise modal apresentou uma grande evolução e tem se consolidado como uma importante ferramenta para o estudo dos problemas de dinâmica estrutural. Embora ainda existam pesquisas focando essa área, ela atingiu um status de maturidade tanto em relação aos testes experimentais quanto em relação à modelagem analítica. (DE FREITAS, 2008).

A obtenção dos parâmetros modais pode ser efetuada numericamente em simulações computacionais. Estas permitem estudar diversos cenários e transformações nas estruturas com rapidez e confiabilidade. Todavia, a associação do método numérico com ensaios de campo em estruturas reais permite produzir modelos mais precisos. O processo de aperfeiçoamento do modelo é efetuado a partir de dados reais e consiste na realização de modificações do mesmo, até que os valores da simulação e dos dados experimentais estejam suficientemente próximos. Após a adaptação do modelo, ele pode ser empregado para prever a reação da estrutura no seu funcionamento normal ou ainda para avaliar o efeito de possíveis

modificações na estrutura com maior precisão, como alterações de massa, vinculações e restrições.

Já os valores referentes ao comportamento real da estrutura são obtidos através de ensaios dinâmicos. No ensaio experimental clássico as características da fonte de excitação são conhecidas, o que permite comparar dados de entrada e de saída do experimento. Quando esse ensaio é realizado em estruturas civis utilizam-se equipamentos de grande porte para provocar a excitação e geralmente há necessidade de interromper a operação da estrutura total ou parcialmente: nesse caso a mobilização dos equipamentos é mais complexa.

O outro tipo de ensaio dinâmico é a análise modal operacional, que é realizada quando o sinal de excitação na entrada do sistema não é conhecido, geralmente ocorre quando são medidas as respostas de uma estrutura, em operação, a excitação ambiente. Nesse caso, assume-se que as forças de excitação são a realização de um processo estocástico gaussiano de tipo ruído branco com média nula. (RODRIGUES, 2004).

Magalhães *et al.* (2007) afirmam que esses ensaios têm, em relação aos ensaios tradicionais, a vantagem de não necessitarem da aplicação de qualquer tipo de excitação artificial. Esse aspecto torna a sua realização bastante simples e econômica, uma vez que o equipamento usado é portátil e pelo fato de poderem ser realizados sem interrupção do funcionamento normal da estrutura. Cunha e Caetano (2004) fazem um breve levantamento da evolução da análise modal, partindo dos métodos baseados nas entradas e saídas até o método da análise modal baseada apenas nas respostas.

A área de engenharia civil contribuiu com grande quantidade de trabalhos relativos à aplicação das técnicas de identificação de parâmetros modais utilizando apenas as respostas da estrutura. Wang e Haldar (1994) apresentam uma extensiva revisão bibliográfica. Caetano *et al.* (2010) apresentam a evolução das técnicas de instrumentação e monitoramento que permitiram alcançar o estágio atual desse método.

Outros trabalhos também validam a metodologia, destacando: Tavares (2013) realizou ensaios de análise modal clássica (com excitação) e operacional em uma ponte em arco de concreto armado concluindo que não houve diferença significativa

nos resultados, porém destacou a complexidade para realizar a excitação da ponte no método clássico; Felber (1997) detalhou o procedimento para calibração de modelos de pontes de grandes vãos; Donahue *et al.* (2005) compararam o desempenho de um píer na Califórnia antes e após um terremoto; Magalhães *et al.* (2012) conduziram ensaios ambientais no famoso viaduto Millau no sul da França e ressaltaram a importância da calibração de modelos para prever a resposta e o comportamento de estruturas sob ações extremas de vento e terremoto; Damgaard *et al.* (2015) conduziram uma exaustiva investigação de análise modal operacional em torres eólicas offshore com fundação em monoestaca. Entre 2006 e 2011, foram realizados mais de 1.500 testes, onde foi observado o valor médio do decremento logarítmico do primeiro amortecimento. Além disso, concluíram que a frequência natural e o amortecimento sofrem a influência do transporte de sedimentos no leito marinho.

2.6 DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA

As respostas dos ensaios de análise dinâmica de estruturas podem ser realizadas tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência. No domínio do tempo são utilizados os métodos paramétricos (passo-a-passo), onde elabora-se um modelo, o qual é ajustado às séries de resposta temporais ou às funções de correlação de resposta. O ajuste pode ser feito com diferentes técnicas aplicadas à análise modal operacional (transformada Wavelet ou Hilbert), porém, segundo Araujo (2015) estas demandam elevado tempo computacional. No domínio da frequência são utilizados os métodos não-paramétricos, onde o sinal é transformado para o domínio da frequência e os pontos do sistema são relacionados e analisados.

De acordo com Calenzani (2002), a essência da análise no domínio da frequência é decompor o carregamento $p(t)$ em uma série de harmônicos complexos. A resposta total do sistema é obtida então pela superposição das respostas do sistema a cada harmônico complexo.

Embora a medição ocorra sempre no domínio do tempo, segundo Ferreira (2002), a análise deve ser realizada de acordo com a predominância. Por exemplo, na situação solo-estrutura (caso dos dolphins estacados), prevalece a análise no domínio da frequência.

Corroborando essa afirmação, Proença e Branco (2005) apresentaram o resultado de 15 anos de análises modais realizadas em grandes estruturas de Portugal, concluindo que a análise no domínio da frequência apresentou excelentes resultados para o refinamento dos modelos numéricos e avaliação de danos em estruturas. Uma ressalva feita pelos autores é que para se obter modos de vibração adicionais das fundações, somente com ações ambientais, é necessário expor as estruturas a condições extremas.

Tais métodos analisam e relacionam a resposta mensurada em diferentes pontos do sistema, estimando as funções de densidade espectral da resposta. Considerando a premissa de excitação do tipo ruído branco, Araujo (2015) apresenta a formulação que estabelece o cálculo da densidade espectral da resposta do sistema, que permite determinar diretamente as propriedades dinâmicas. Assim, as funções de densidade espectral apresentarão picos na amplitude que serão as frequências naturais de vibração amortecidas. Para tanto, é necessário converter os dados obtidos no domínio do tempo para o domínio da frequência. Tal transformação é geralmente efetuada pelo algoritmo FFT (Transformada Rápida de Fourier), pois, segundo Peeters (2000), o curto tempo de processamento é a grande vantagem desse método. Esse algoritmo está desenvolvido em Cooley e Tukey (1965).

Na análise modal operacional existem dois métodos mais destacados pertencentes ao domínio da frequência, o método básico ou PP (*Peak Peaking* ou Seleção de picos) e um método um pouco mais avançado denominado método de decomposição no domínio da frequência (FDD – *Frequency Domain Decomposition*).

Tavares (2013) realizou ensaios de vibração ambiental em uma ponte estaiada e concluiu que a diferença nos resultados entre os métodos PP e FDD foram mínimas (<1%). O FDD revela-se mais eficaz na identificação de modos com frequências próximas. Já o PP geralmente é utilizado em situações em que o amortecimento é pequeno e as frequências naturais são bastante distintas, caso da grande maioria de estruturas civis.

Em consequência, Cunha e Caetano (2004) afirmam que o método PP, também conhecido como método de seleção de picos, é o mais simples e mais utilizado na análise modal operacional de estruturas civis.

2.7 MÉTODO DE SELEÇÃO DE PICOS

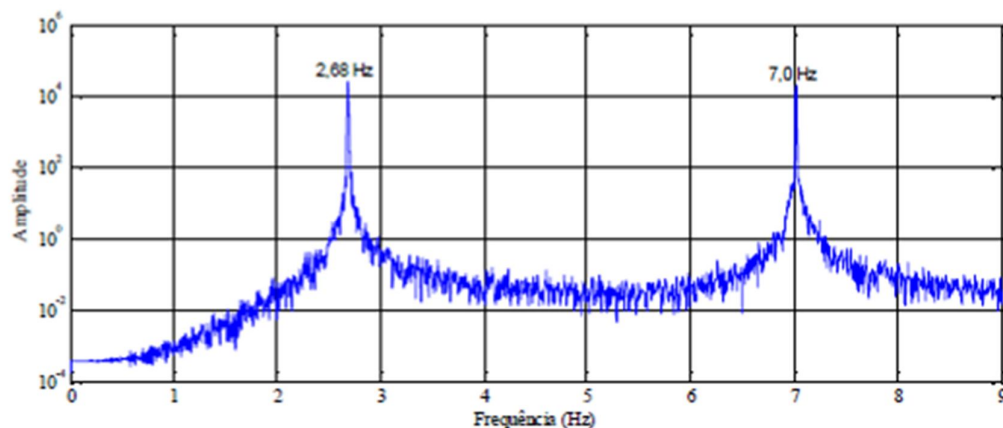
Nesse método, as frequências naturais são avaliadas a partir dos picos das estimativas espectrais em diversos pontos. Os fundamentos teóricos do formato atual do método de seleção de picos foram desenvolvidos por Bendat e Piersol (1980). Desde então, tem sido utilizado com bastante sucesso na identificação modal de inúmeras estruturas a nível internacional.

Nesse método assume-se que a excitação da estrutura é ocasionada por um ruído branco gaussiano, processo estocástico em que todas as frequências possuem intensidade espectral, porém, de acordo com Ranieri e Fabbrocino (2014), a principal hipótese é que para frequências próximas das frequências naturais da estrutura, a sua resposta dinâmica é essencialmente condicionada pela contribuição do modo ressonante. Essa hipótese caracteriza os métodos designados de um grau de liberdade, pois, assumindo sua validade na vizinhança das frequências de ressonância o funcionamento da estrutura pode ser simulado por meio de um oscilador de um grau de liberdade com a mesma frequência ω_k e o mesmo coeficiente de amortecimento ξ_k do modo ressonante. Essa aproximação é válida quando os diferentes modos de vibração da estrutura se encontram bem separados.

No ensaio de grandes estruturas civis, como os dolphins desse estudo, não são esperados modos com frequências naturais próximas e a estimativa dos coeficientes de amortecimento é requerida sem grande precisão, pois o objetivo principal é a validação do modelo numérico e o estabelecimento de uma caracterização da referência inicial da estrutura.

Outros fatores de sucesso desse método estão relacionados não somente à geometria da estrutura, mas também à habilidade do analista, uma vez que a identificação do ruído, quando os picos dos espectros não são claros, torna-se relativamente subjetiva. Esse método é bastante afetado pela resolução da frequência do espectro. Portanto, segundo Wong (2007) uma resolução adequada é necessária para se obter as frequências naturais de forma acurada. A Figura 11 apresenta um exemplo de espectro com 2 frequências naturais identificadas pelo método PP.

Figura 11 – Espectro pelo método de seleção de picos
(Fonte: Tavares (2013))



2.8 AMORTECIMENTO

A dissipação de energia ocorre em todo sistema mecânico oscilatório, com o consequente decaimento de vibração livre ou atenuação dos picos de deslocamentos em vibrações forçadas. O conjunto dos mecanismos dessa dissipação é genericamente chamado de amortecimento, suas causas são complexas e associadas às características da estrutura, do meio circundante e aos elementos não estruturais agregados a mesma.

A idealização de dissipação de energia mais utilizada em análise dinâmica de estruturas civis é a do amortecimento viscoso, que simula o fenômeno de oposição ao movimento lento de um corpo imerso em um fluido. Segundo Soriano (2014), é o modelo mais prático por conduzir a equações de movimento de resolução relativamente simples e de fornecer resultados satisfatórios em grande parte das aplicações.

Na construção de um modelo estrutural, o coeficiente de amortecimento é a propriedade que apresenta maior incerteza, comparado à rigidez e à inércia. Na prática é antieconômico medir esse coeficiente. Portanto, é usual adotar valores disponibilizados na literatura na forma de taxa de amortecimento (ξ), que se relaciona com uma condição crítica de amortecimento.

Tabela 1 – Taxas de amortecimento referenciais
(Adaptado de: Soriano (2014))

Tipos de estrutura em concreto	ξ (%)
Edifício até 100m de altura	2,0 a 3,0
Edifício acima de 100m de altura	1,0 a 2,0
Passarelas	0,8 a 2,0
Pontes com vãos maiores de que 20m	2,0
Pisos para atividades esportivas	1,4 a 3,5
Chaminés (com alvenaria)	7,0 a 10,0

Há duas principais técnicas de determinação do amortecimento associados ao método de seleção de picos: o método da meia potência (aplicado no domínio da frequência) e a técnica de ajuste do espectro teórico de um só grau de liberdade (domínio do tempo), também conhecido como método do decaimento logarítmico.

Na técnica de meia potência, que será adotada nesse trabalho, após a identificação da frequência de um pico de ressonância (ω_i), são escolhidas duas frequências, sendo uma anterior (ω_1) e outra posterior (ω_2) a esse pico. Cada uma das duas frequências deve ter o valor da amplitude igual a 0,707 da amplitude do pico de ressonância (utilizando a densidade espectral). Em seguida, a taxa de amortecimento é obtida pela equação 2.16. Muitas vezes pode ser necessário fazer interpolações para identificar as frequências utilizadas devido a limitação da resolução de frequência.

$$\xi = \frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_2 + \omega_1} \quad (2.16)$$

Shi *et al.* (2012) conduziram uma análise modal operacional em um edifício de 492 metros de altura em Xangai, comparando diversas metodologias e concluíram que a estimativa do coeficiente de amortecimento sofre considerável variação dependendo da técnica escolhida e que a metodologia proposta nesse trabalho apresenta resultados satisfatórios para uma engenharia usual e rotineira.

Boroshek *et al.* (2010) realizaram ensaios de vibração forçada e livre em um píer estaqueado de 375m de comprimento e concluíram que o coeficiente de amortecimento não era superior a 3% em nenhuma das técnicas. Nesse estudo foi analisada uma estrutura com as mesmas características e sob ação de forças de mesma proporção, sendo esse valor de coeficiente de amortecimento usado como referência no estudo dos dolphins presente neste trabalho.

2.9 PROVAS DE CARGA DINÂMICA EM GRANDES ESTRUTURAS: NBR-15307

Um procedimento padrão para provas de carga dinâmicas em grandes estruturas civis foi introduzido pela ABNT, a NBR-15307:2005 – Provas De Carga Dinâmicas em Grandes Estruturas - Procedimento. Em seu conteúdo, são apresentados conceitos da análise dinâmica, bem como as formulações básicas da análise modal operacional. A Tabela 2 apresenta a configuração mínima padrão dos equipamentos de medição e aquisição de dados.

Tabela 2 – Configuração mínima dos equipamentos para coleta de dados de vibração natural
(Fonte: NBR-15307 (2006))

Característica	Valores
Sensores: alcance ou faixa de leituras dos acelerômetros	0 a 1 g
Sensibilidade dos sensores e do sistema de aquisição de dados	Igual ou melhor que 10^{-8} g (número dez elevado à potência menos oito vezes a aceleração da gravidade)
Direção das medições	Vertical e horizontal
Aquisição de dados com conversão analógica-digital (A/D)	Igual ou maior que 16 bits
Amplificação dos sinais	1, 10, 100 e 1 000 vezes
Filtro passa-baixo <i>anti-aliasing</i>	10 Hz
Faixa de frequência do sistema	0 a 10 Hz
Resolução na frequência	Melhor que 0,0001 Hz
Taxa de amostragem	30 a 400 Hz
Filtro digital: mínimo	54 dB por oitava (<i>roll-off</i>)
Separação de frequência modal	0,05 Hz

De acordo com a Norma, a qualidade dos dados de campo depende não só da precisão dos sensores e do sistema de aquisição de dados, mas do tempo de leituras em cada ponto. Para a análise espectral é necessário ter resolução da resposta no entorno de uma ressonância. Para tal, o critério é que a largura de banda da análise seja pelo menos quatro vezes menor que a largura da ressonância.

Isso corresponde ao critério de um mínimo de quatro pontos plotados no entorno de um pico de ressonância.

Há também a orientação sobre a localização dos pontos de medição na estrutura. Não há nenhuma referência a estruturas similares as deste estudo, mas as principais premissas são: posicionar os acelerômetros em pontos de maior mobilização de massa, em pontos de maior amplitude de movimento e no sentido desses e finalmente em pontos que evitem ser nós de inflexão modal da estrutura. Essas premissas são compartilhadas por diversos outros estudos já referenciados: Cunha e Caetano (2004), De Freitas (2008) e Magalhães *et al.* (2012).

O documento ainda discorre sobre a análise espectral, os métodos de cálculo do amortecimento (já apresentado nesse mesmo capítulo) e sobre as premissas de modelagem numérica. O último item apresentado é sobre critérios de verificação de desempenho de estruturas e a apresentação do conceito de Índice de Vibração.

2.10 MODELAGEM MATEMÁTICA

O método dos elementos finitos é uma das ferramentas matemáticas mais utilizadas por engenheiros de estruturas, na análise e dimensionamento de estruturas novas e na avaliação das existentes.

Atualmente os programas de elementos finitos e as capacidades de cálculos disponíveis permitem a construção de modelos com elevado nível de detalhe. No entanto, existem sempre variáveis em relação as quais há incertezas, e cujos valores condicionam, por vezes de forma relevante, o comportamento da estrutura. No caso das estruturas civis, podem surgir incertezas por exemplo no módulo de elasticidade do concreto, no valor de rigidez de molas utilizadas para idealizar as condições de apoio ou no valor da rigidez das ligações.

A análise modal operacional possibilita a obtenção de estimativas das frequências naturais e modos de vibração de qualquer tipo de estrutura. Assim, um procedimento possível para calibrar os modelos numéricos desenvolvidos consiste em introduzir alterações que aproximem as frequências e modos de vibração reais da estrutura construída e em utilização.

As alterações necessárias para melhorar a correlação entre os resultados numéricos e experimentais podem ser realizadas pela sensibilidade estrutural do engenheiro ou por algoritmos. Friswell e Mottershead (1995) descrevem alguns desses procedimentos automáticos, que foram primeiramente desenvolvidos para estruturas mecânicas e que identificam os parâmetros que podem estar associados as maiores incertezas. No entanto, na mesma referência é advertido que uma seleção adequada só é obtida recorrendo a sensibilidade estrutural do analista. No caso particular das estruturas civis, a identificação das propriedades com maior incerteza é facilmente realizável e esses procedimentos matemáticos são dispensáveis. Chen *et al.* (2011) corroboram com esta afirmação.

Teughels e Roeck (2003) esclarecem que as configurações modais obtidas através de ensaios de vibração ambiental encontram-se normalizadas apenas em relação a matriz de rigidez e que a matriz de massa fornecida pelo modelo de elementos finitos tem que ser admitida como correta.

Wojnarowski *et al.* (1977) examinaram os efeitos de onze diferentes parâmetros nas propriedades dinâmicas de uma plataforma de farol marítimo utilizando o método de elementos finitos e concluíram que as maiores alterações são resultado de mudanças na interação solo-estrutura.

Magalhães (2012) analisou o modelo numérico de diversas pontes portuguesas e concluiu que o módulo de elasticidade do concreto é um fator de alteração significativo dos parâmetros modais de uma estrutura. Donahue *et al.* (2005) calibraram o modelo numérico de um píer na Califórnia aumentando em 20% as características do concreto medidas aos 28 dias. Também simularam a interação solo-estaca aplicando, a cada 2 metros, molas com coeficientes calculados de acordo com a sondagem.

3 ESTRUTURAS ANALISADAS

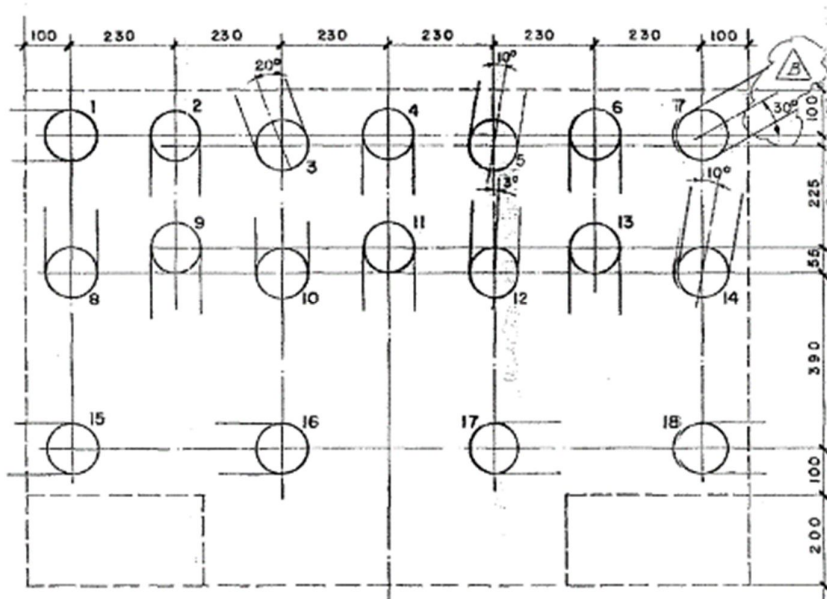
3.1 DESCRIÇÃO FÍSICA DOS DOLFINS

3.1.1 Dolfim de atracação

O dolfim de atracação é composto de um bloco de concreto armado que faz o coroamento de 18 estacas de concreto armado com camisa perdida de diâmetro interno de 104cm, conforme ilustrado na Figura 13. O bloco tem dimensões 15,8x10,9m com 2,0m de espessura e foi construído em concreto estrutural com $f_{ck}=18\text{MPa}$. O topo do bloco está na cota +5,0 em relação ao nível médio do mar (0,0). O módulo de elasticidade do concreto do bloco e das estacas foi considerado de 23,75GPa e o peso específico de 25 kN/m³.

As camisas metálicas foram cravadas com martelo até o nível -27,0, sendo que as 6 camisas centrais foram cravadas até a cota -40,0m. Após retirada do material do interior das estacas, as mesmas foram preenchidas com concreto e uma armadura composta de 12 ferros Ø25mm com estribo helicoidal de Ø10mm. O leito marinho nesse trecho, após dragagens recentes está na cota -26m. A inclinação das mesmas varia de 1:3 até 1:6.

Figura 12 – Dólfim de atracação
(Fonte: Arquivo técnico da Vale S.A. (2018))

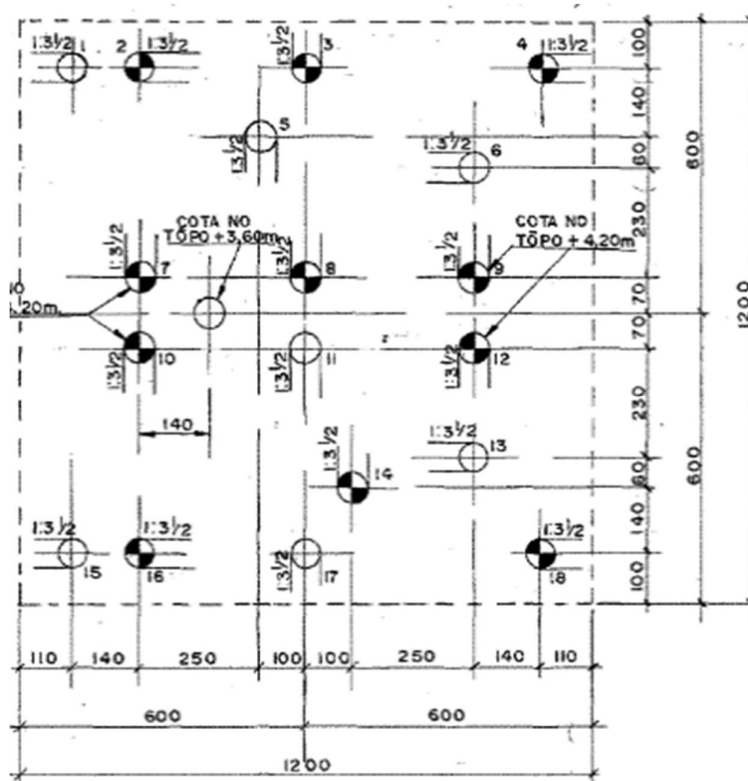


3.1.2 Dólfim de amarração

O dólfim de amarração é composto de um bloco de concreto armado que faz o coroamento de 19 estacas metálicas de 60cm de diâmetro sem preenchimento de concreto. O bloco tem dimensões 12,0x12,0m com 1,5m de espessura e foi construído em concreto estrutural com $f_{ck}=18\text{MPa}$. O topo do bloco está na cota +5,0 em relação ao nível 0,0 (nível médio do mar).

As estacas metálicas foram cravadas com martelo até uma profundidade de -31,0. O leito marinho nesse trecho, após dragagens recentes está na cota -19m. A inclinação das mesmas varia de 1:3 até 1:6. A espessura da estaca é de 16mm em aço A36.

Figura 13 – Dólm de amarração
(Fonte: Arquivo técnico da Vale S.A. (2018))



4 METODOLOGIA

Os ensaios aqui descritos têm por finalidade colher informações pertinentes à dinâmica das estruturas avaliadas. Esta etapa subsidia as informações relativas à calibração do modelo numérico frente ao comportamento real da estrutura analisada. Portanto, a metodologia desenvolvida permite a determinação experimental dos deslocamentos, velocidades e acelerações nas quais as estruturas foram submetidas durante ensaio. Esta etapa consiste ainda em obter informações referentes às frequências naturais e configurações dos principais modos de vibração da estrutura.

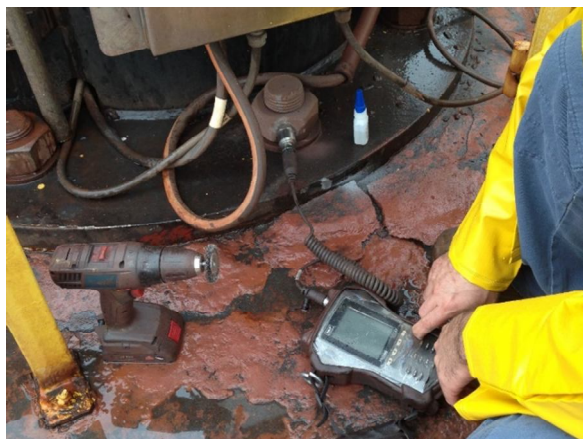
A metodologia desenvolvida nesta pesquisa está baseada nas normas NBR-15307 (2005) – “Ensaio não destrutivo - Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas – Procedimento” e DIN 45669-2 (2005) – “*Measurement of Vibration Immission – Part. 2: Measuring Method*”.

Essas normas estabelecem os procedimentos para realização de provas de cargas dinâmicas. Nelas são descritas a conceituação teórica, metodologia, monitoramento de vibrações, requisitos para os equipamentos de aquisição, processamento dos resultados, modelagem numérica e calibração do modelo, critérios de verificação de desempenho da estrutura, interpretação e apresentação de resultados.

4.1 INSTRUMENTAÇÃO

Para a execução dos ensaios de monitoramento dinâmico é utilizado um coletor de dados, conectado por meio de cabo ao acelerômetro de alta sensibilidade que é fixado à estrutura. A Figura 15 ilustra a disposição desses equipamentos no local.

Figura 14 – Acelerômetro e coletor posicionados para realizar as medições.
(Fonte: Foto do autor (2018))



A medição da resposta da estrutura sem recorrer a qualquer tipo de excitação artificial tem como consequência o registo de acelerações de muito baixa amplitude, sendo, portanto, necessária a utilização de equipamento com elevada sensibilidade e resolução. Os acelerômetros utilizados têm uma sensibilidade de 10.000mV/g numa gama de medida entre -0.5 e +0.5 g.

Os equipamentos e acessórios utilizados na preparação e execução do ensaio dinâmico estão detalhados a seguir:

- a. Acelerômetros modelo 393B12 – PCB Piezotronics;
- b. Coletor de dados e analisador de FFT tipo *Microlog Analyser* série GX da SKF;
- c. Bases imantada de fixação entre a superfície e acelerômetros;
- d. Espátula, escova de aço e cola;

As características dos acelerômetros utilizados estão na Tabela 4.

Tabela 3 – Características dos acelerômetros utilizados
(Fonte: www.silicondesigns.com)

Item	Detalhe Técnico
Fabricante	PCB Piezotronics
Modelo do sensor:	393B012
Faixa de frequência	0,15 – 1.000 Hz
Sensibilidade:	10.000 mV/g

O coletor permite a instalação de um acelerômetro por base de fixação.

4.2 ENSAIO DINÂMICO

A metodologia de ensaio desenvolvida nesta dissertação aplica-se a duas estruturas marítimas compostas de uma base em concreto armado sobre estacas metálicas. Conforme recomendação DIN 45669-2 (2005) os sensores devem ser posicionados nos locais onde se esperam obter os maiores resultados dos efeitos da vibração na estrutura. Na fase pré-operacional foram testados os deslocamentos na direção “Z”, porém sem resultados relevantes, seja pela elevada rigidez nessa direção ou pela ausência de ação operacional vertical na estrutura. Assim as medições foram realizadas apenas nas direções “X” e “Y”, sendo “X” a direção paralela ao costado do navio e “Y” a direção ortogonal ao mesmo.

Ainda segundo a norma alemã, o período de tempo durante o qual serão feitas as campanhas de monitoramento deve ser tal que compreenda as fases de início e fim de operação dos equipamentos que induzem vibração à estrutura em estudo. Essa mesma norma não define o período de tempo total do monitoramento, porém, menciona que o tempo total depende do propósito do monitoramento.

Já a NBR-15307 (2005) recomenda que o tempo total de monitoramento deve ser tal que atenda a equação abaixo:

$$T = \frac{200}{f_{Mod} \cdot \xi_a} \quad (2.18)$$

Onde T , f_{Mod} e ξ_a são respectivamente, o período total de monitoramento em segundos, a frequência modal (1º modo) em Hz e o coeficiente de amortecimento (adimensional).

Para o desenvolvimento do tempo total de monitoramento das estruturas foram utilizados os seguintes valores:

- a. Frequência modal de aproximadamente 2,5 Hz, conforme extraído do modelo inicial elaborado no programa SAP2000;
- b. Amortecimento de 3,0%, conforme valor médio encontrado nas referência Boroshek *et al.* (2010) e Soriano (2014).

Dessa forma, segundo a Equação 2.18, obtém-se o tempo de 2666 segundos, equivalentes a 45 minutos de monitoração dinâmica. Tempos de medição muito

inferiores, da ordem de 10 minutos são encontrados em referências como Caetano *et al.* (2010), Diehl (1993), Magalhães (2012) e Torres *et al.* (2017). Na fase pré-operacional foram feitas medições de 20 e 45 minutos, sendo que os resultados foram idênticos.

A fixação realizou-se na base dos cabeços de amarração, estrutura metálica fixada no concreto com oito chumbadores de 50 milímetros de diâmetro. O acelerômetro foi colado diretamente em um desses chumbadores.

A Figura 16 ilustra a configuração do coletor de dados, com destaque para a faixa de frequência analisada e os filtros definidos através da janela de Hanning, que segundo Magalhães *et al.* (2007) é a janela de filtro mais adequada para corrigir erros de “leakage” em análises de vibração operacional. Segundo o teorema de Nyquist, a taxa de aquisição do coletor deve ser o dobro da maior frequência a ser medida, portanto para uma taxa de amostragem definida em 8Hz, pode-se medir frequências com uma boa resolução até 4Hz.

Figura 15 – Tela de configuração do coletor
(Fonte: foto do autor)

Fundo escala:	0,002	g	Deteção:	Pico a pico
Entrada mV/UE:	10000		☒ Activar ICP	
Tipo de freq.:	Amplitude fixa		Linhas:	12800
Salvar dados:	FFT e tempo		Janela:	Hanning
Freq. inicial:	0	Hz	Captura automática:	Desligado
Freq. final:	8	Hz	Velocidade:	1185 RPM
Corte de freq.	0,16	Hz	Médias:	1
Pulsos/Rev:	1		Cálmédia:	Desativar
Fator linear:	0		Unid veloc linear:	

4.3 MODELO MATEMÁTICO

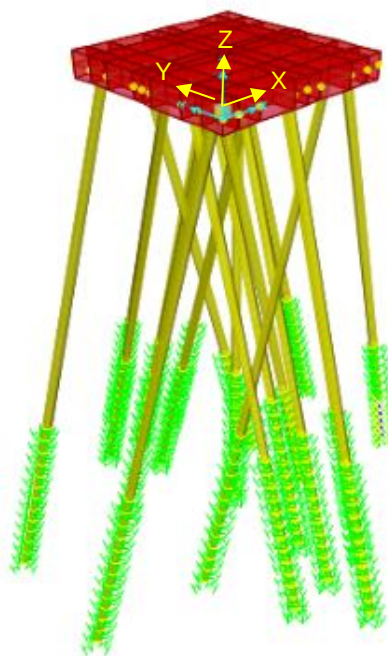
Segundo Brasil e Silva (2013), a análise de estruturas submetida a efeitos dinâmicos passa pelo desenvolvimento de modelos matemáticos que permitam converter os elementos de naturezas complexas em informações simplificadas, que possa figurar o entendimento humano. Assim, a etapa inicial da modelagem consiste em transformar a estrutura real em um modelo físico suficiente para representar, em

condições simplificadas, as características reais da estrutura. Em geral estas simplificações são dadas por meio da inserção de barras, placas, apoios pontuais, materiais com comportamentos simplificados, massas pontuais, aplicação de carregamentos pontuais, etc.

Para desenvolvimento desta dissertação, utilizou-se o programa SAP2000 – versão 17, desenvolvido pela *Computers and Structures Inc.*, que é um *software* comercial de modelagem numérica destinado a análise de projetos estruturais e amplamente difundido entre os engenheiros estruturais

Na elaboração do modelo numérico utilizou-se de projetos detalhados da estrutura e diversos levantamentos de campo para verificação das medidas principais. Simularam-se as estacas como elementos de barra apoiadas na cota – 27m. O trecho enterrado foi modelado em apoios a cada 1 metro com coeficientes de mola $k = 3.000 \text{ kN/m}$, conforme memória de cálculo original do projeto. O bloco de coroamento em concreto foi modelado com um elemento *Shell* com espessura de 2m. O modelo numérico da estrutura pode ser observado na Figura 17.

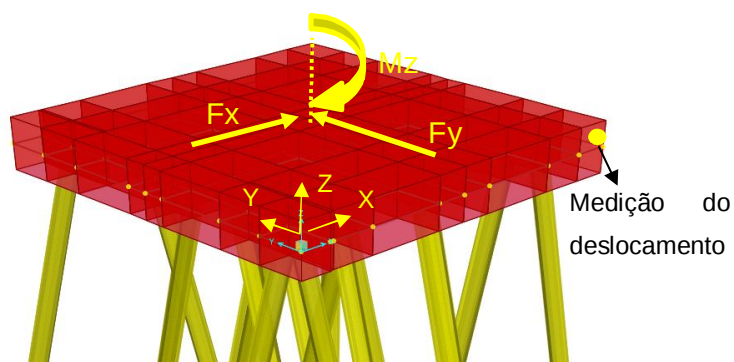
Figura 16 – Modelo estrutural do dolfin de atracação.
(Fonte: foto do autor)



Segundo recomenda a norma NBR-15307 (2005) o modelo deve ser ajustado alterando-se a rigidez da estrutura com base na experiência do engenheiro e por meio de ajustes de tentativas e erros. Considerando que a resposta dinâmica desse tipo de estrutura é dominada pelo primeiro e segundo modos de vibração, a calibração será aceitável à medida que ocorra a concordância nessas duas primeiras frequências. Corroboram com essa proposta Soares e Sotomayor (2015) e Doebling *et al* (1996).

Com o objetivo de determinar as rigidezes iniciais, modelou-se as duas estruturas e simulou-se 3 ações, ilustradas na Figura 18. Na primeira, aplicou-se uma ação horizontal em X de 1.000 kN. Na segunda, aplicou-se uma carga horizontal em Y com a mesma intensidade. Na última, aplicou-se um momento torsional de 1.000 kN.m. Os coeficientes de rigidez foram determinados em função dos deslocamentos ocasionados pelas ações, em cada simulação. Os coeficientes foram obtidos dividindo-se o esforço aplicado pelo deslocamento nas 3 circunstâncias. Os valores dos coeficientes serão apresentados no próximo capítulo.

Figura 17 – Modelo para obtenção da rigidez.
(Fonte: elaborado pelo autor)



5 RESULTADOS

5.1 DOLFIM DE ATRACAÇÃO

5.1.1 Rigidez do modelo inicial

A rigidez do modelo original foi obtida conforme descrito anteriormente, considerando a aplicação das cargas no ponto central do bloco de coroamento e a medida dos deslocamentos na extremidade frontal. Os resultados estão na Tabela 5.

Tabela 4 – Coeficientes de rigidez iniciais do modelo – dolfim de atracação

Ação	Deslocamento	Rigidez original
$F_x=1.000 \text{ kN}$	0,686 cm (x)	1.457 kN/cm
$F_y=1.000 \text{ kN}$	0,188 cm (y)	5.319 kN/cm
$M_z=1.000 \text{ kN.m}$	0,087 rad	11.494 kN.cm/rad

Conforme esperado, a rigidez no eixo y é maior que em x pois é o sentido de absorção dos esforços provocados pela embarcação. Essa condição projetada foi obtida com um número maior de estacas inclinadas nessa direção.

5.1.2 Modos de vibração do modelo inicial

A Tabela 6 apresenta as frequências naturais dos doze primeiros modos de vibração da estrutura de atracação. O primeiro modo de 1,61Hz está condicionado a flexão das estacas em relação ao seu eixo axial. O segundo de 2,48Hz e o terceiro de 3,38Hz estão condicionados a rotação em Z. Importante observar a repetição de vários modos de rotação no eixo Z com valores próximos, sugerindo o comportamento de corpo rígido dessa estrutura.

Tabela 5 – Frequências naturais do modelo inicial – dolfim de atracação

	Frequência (Hz)	Modo
1	1,61	Flexão das estacas
2	2,48	Rotação em z
3	3,38	Rotação em z
4	3,92	Rotação em z
5	4,00	Rotação em z
6	4,01	Rotação em z
7	4,01	Rotação em z
8	4,02	Rotação em z
9	4,02	Rotação em z
10	4,02	Rotação em z
11	4,02	Rotação em z
12	4,03	Rotação em z

De acordo com o EUROCODE-8:2009. Design of Structure for Earthquake Resistance – Part 2; os modos com participação de massa acima de 90% devem ser calibrados, porém, conforme apresentado na Tabela 7, os modos de vibração que apresentaram maior porcentagem de massa mobilizada foram o primeiro, segundo e terceiro, que apresentaram valores de 63% em deslocamento em x, 35% de rotação em z e 65% em deslocamento em y respectivamente. Esses valores, embora inferiores a norma de referência, são coerentes, considerando que a massa do bloco representa 41% da massa total da estrutura. Já os demais modos mobilizaram porcentagens inferiores a 2%. Os valores detalhados de mobilização de massa de cada modo e em cada direção, bem como a somatória acumulada também estão presentes na Tabela 7. As Colunas RX, RY e RZ representam a mobilização no movimento de rotação.

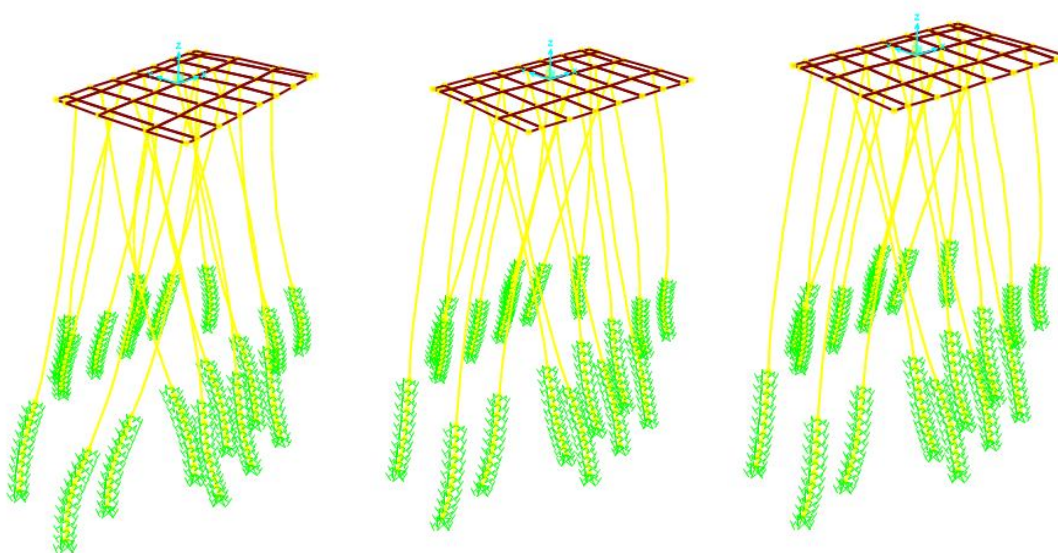
Tabela 6 – Porcentagem de massa mobilizada em cada modo de vibração – dolfim de atracação

Modo	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ	RX	RY	RZ	ΣRX	ΣRY	ΣRZ
1	63,23%	0,00%	0,00%	63,23%	0,00%	0,00%	0,00%	23,73%	0,43%	0,00%	23,73%	0,43%
2	1,61%	0,01%	0,00%	64,84%	0,01%	0,00%	0,00%	0,59%	35,12%	0,00%	24,33%	35,55%
3	0,00%	64,82%	0,00%	64,85%	64,83%	0,01%	26,61%	0,00%	0,01%	26,61%	24,33%	35,56%
4	0,02%	0,00%	0,00%	64,86%	64,83%	0,01%	0,03%	0,18%	0,03%	26,64%	24,51%	35,59%
5	0,00%	0,07%	0,00%	64,86%	64,90%	0,01%	0,01%	0,00%	0,00%	26,65%	24,51%	35,59%
6	0,00%	0,00%	0,00%	64,86%	64,90%	0,01%	0,00%	0,00%	0,03%	26,65%	24,51%	35,62%
7	0,00%	0,01%	0,00%	64,86%	64,90%	0,01%	0,01%	0,00%	0,00%	26,66%	24,51%	35,62%
8	0,03%	0,00%	0,00%	64,89%	64,90%	0,01%	0,00%	0,07%	0,02%	26,66%	24,58%	35,65%
9	0,01%	0,00%	0,00%	64,90%	64,90%	0,01%	0,00%	0,06%	0,03%	26,67%	24,63%	35,67%
10	0,00%	0,01%	0,00%	64,90%	64,90%	0,01%	0,11%	0,00%	0,00%	26,78%	24,63%	35,67%
11	0,00%	0,00%	0,00%	64,90%	64,90%	0,01%	0,00%	0,00%	0,00%	26,78%	24,64%	35,68%
12	0,00%	0,00%	0,00%	64,90%	64,90%	0,01%	0,00%	0,00%	0,00%	26,78%	24,64%	35,68%

Assim, para efeito de calibração do modelo, serão utilizadas as três frequências que mobilizaram maior massa, ou seja, a primeira de 1,61Hz, a segunda de 2,48Hz e terceira de 3,38Hz. A Figura 19 apresenta a forma desses três modos de vibração principais da estrutura, sendo que o primeiro representa a flexão das estacas em seu eixo axial e o segundo e terceiro uma rotação em z com alongamentos e torções das estacas.

Figura 18 – Modos de vibração 1, 2 e 3 – dolfim de atracação

(Fonte: autor)



5.1.3 Resultado dos ensaios

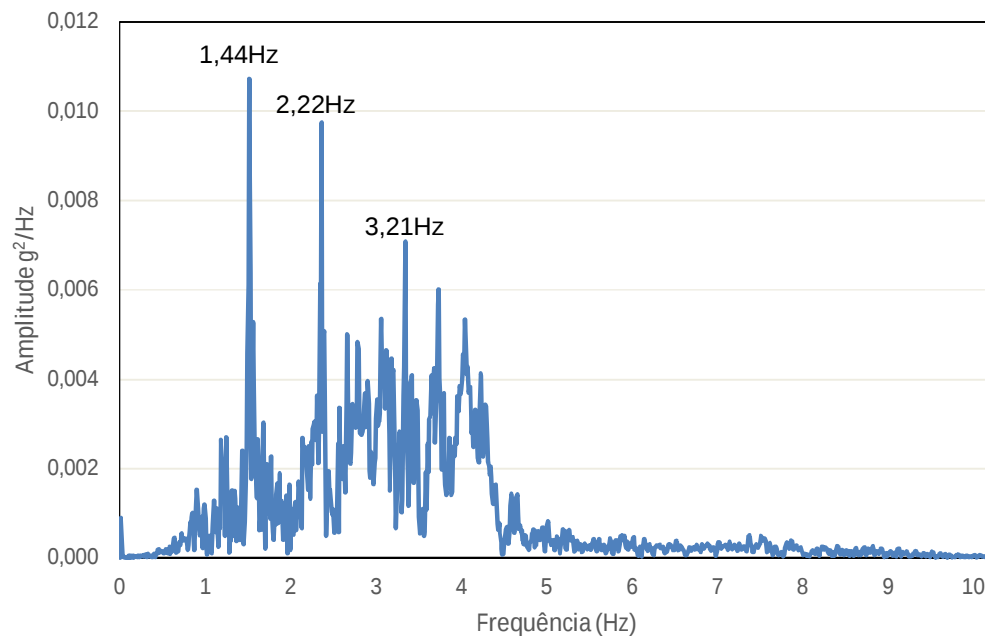
Ao analisar o espectro de resposta do coletor utilizado com a aplicação da FFT, verifica-se que a resposta espectral resultante apresenta uma variância muito elevada devido ao fato do seu cálculo basear-se numa série discreta finita. De maneira a contornar esse problema, utiliza-se um método criado e descrito em Welch (1967), que determina as estimativas espectrais através da transformada rápida de Fourier (FFT), implementando processos que minimizam erros a ela associados.

O método inicia-se com a divisão da série temporal em segmentos contendo cada um L valores. O ponto inicial de cada segmento encontra-se afastado de D unidades do ponto inicial do segmento anterior, havendo assim uma sobreposição (*overlapping*) de D valores. Com esta segmentação procura-se minimizar os erros de “leakage” associados à aplicação da FFT a séries temporais finitas que contêm descontinuidades.

Para o dolfim de atracação foram encontrados 3 picos de frequência no ensaio realizado durante o mau tempo de 25/12/2018, onde as ondas de longo períodos (cerca de 12s) atingiram as embarcações atracadas no píer.

Conforme ilustrado na Figura 20, o primeiro de 1,44Hz e o segundo de 2,22Hz, apresentaram um pico elevado com uma banda estreita, caracterizando um modo de vibração bem definido e isolado da estrutura. O terceiro modo, de 3,21Hz tem uma banda larga com vários outros picos semelhantes no entorno.

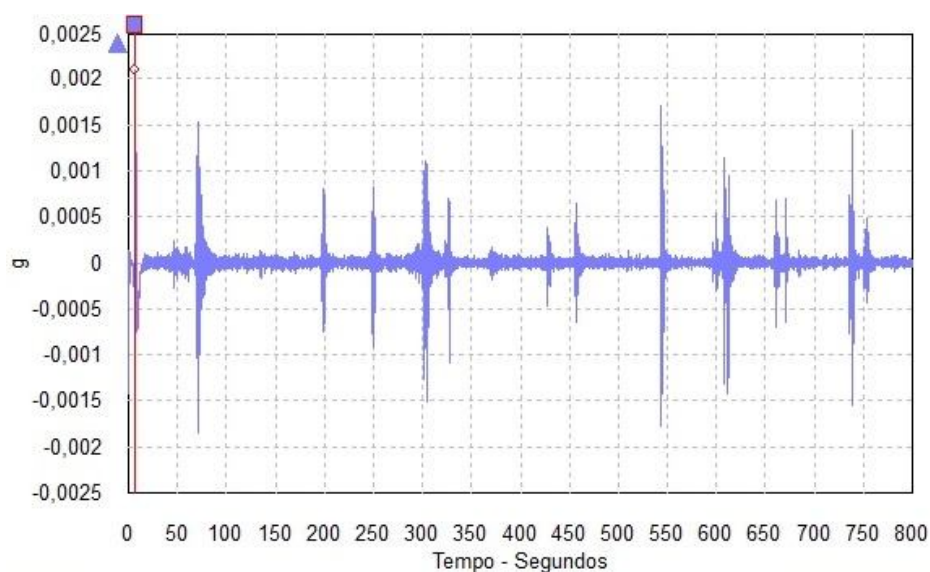
Figura 19 - Espectro de resposta – dolfim de atracação
(Fonte: autor)



A Figura 21 apresenta o sinal medido no tempo. Pode-se verificar a incidência das ações do costado do navio sobre a defesa do dolfim, que se repetem em intervalos de acordo com a ondulação que forçam a movimentação da embarcação contra a estrutura. Nos intervalos entre as maiores acelerações, onde apenas a ondulação e corrente marítima estão agindo sobre a estrutura, pode-se verificar que o ensaio não captou variações significativas.

Figura 20 – Sinal no tempo – dolfim de atracação

(Fonte: autor)



5.1.4 Calibração do modelo

Os modos de vibração do modelo tiveram boa aproximação dos resultados do ensaio, e, portanto, não foi necessário acrescentar danos severos no modelo, a melhor aproximação encontrada foi a redução do módulo de elasticidade do concreto do bloco e das estacas de 23,76GPa para 22,60GPa, sendo que essa alteração representa apenas 4,9% de redução.

Citados anteriormente, Magalhães (2012) e Donahue *et al.* (2005) identificaram que a redução das propriedades do concreto, principalmente do módulo de elasticidade, consiste em um adequado fator de ajuste fino para a calibração de modelos que apresentam modos de vibração próximos dos valores obtidos em ensaio.

Com essa calibração, os erros finais para os três modos de vibração em análise ficaram menores que 5%, conforme Tabela 8.

Tabela 7 – Erro calculado para as frequências do modelo e do ensaio - dolfim de atracação

Modo	Ensaio	Modelo calibrado	Erro (%)
	Frequência F_E (Hz)	Frequência F_M (Hz)	$\left(\frac{ F_E - F_M }{F_E} \cdot 100\%\right)$
1	1,44	1,46	1,4%
2	2,22	2,32	4,5%
3	3,21	3,06	4,7%

O modelo foi considerado calibrado, ou seja, representativo do comportamento global da estrutura real.

5.1.5 Rigidez final

Com o modelo ajustado, repetiu-se o procedimento para definir a rigidez atual da estrutura, os resultados estão na Tabela 9.

Tabela 8 – Coeficientes de rigidez do modelo calibrado – dolfim de atracação

Ação	Deslocamento	Rigidez final
$F_x=1.000$ kN	0,760 cm (x)	1.316 kN/cm
$F_y=1.000$ kN	0,197 cm (y)	5.076 kN/cm
$M_z=1.000$ kN.m	0,095 cm (y)	10.526 kN.cm/rad

5.1.6 Amortecimento

O amortecimento teórico aproximado da estrutura foi calculado pelo método da meia potência, sendo que os valores foram aplicados ao primeiro modo de vibração, de 1,44Hz. Assim, encontrou-se as duas frequências que representassem a metade da amplitude do pico e aplicou-se esses valores na equação 2.16.

$$\xi = \frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_2 + \omega_1}$$

$$\xi = \frac{1,50 - 1,41}{1,50 + 1,41} = 3,1\%$$

$$\xi = 3,1\%$$

O resultado é coerente com o valor apresentado na seção 2.8, extraído de Boroshek *et al.* (2010) e Soriano (2014) e valida a utilização do método de seleção de picos,

sendo uma das premissas iniciais do método, juntamente com a separação bem definida dos picos de ressonância.

5.2 DOLFIM DE AMARRAÇÃO

5.2.1 Rigidez do modelo inicial

A rigidez do modelo original foi obtida conforme descrito anteriormente, considerando a aplicação das cargas no ponto central do bloco de coroamento e a medida dos deslocamentos na extremidade frontal. Os resultados estão na Tabela 10.

Tabela 9 – Coeficientes de rigidez inicial do modelo – dolfim de amarração

Ação	Deslocamento	Rigidez original
$F_x=1.000 \text{ kN}$	1,016 cm (x)	984 kN/cm
$F_y=1.000 \text{ kN}$	0,783 cm (y)	1.277 kN/cm
$M_z=1.000 \text{ kN.m}$	0,240 cm (y)	4.166 kN.cm/rad

Conforme esperado, a rigidez no eixo y é próxima à do eixo x pois por ser um dolfim de amarração, não há um sentido predominante do esforço e o projetista da estrutura distribuiu as estacas inclinadas uniformemente.

5.2.2 Modos de vibração do modelo inicial

A Tabela 11 apresenta as frequências naturais dos doze primeiros modos de vibração da estrutura de amarração. O primeiro modo de 2,03Hz está condicionado a translação em relação ao eixo y. Importante observar a repetição de vários modos de rotação no eixo z com valores próximos, sugerindo o comportamento de corpo rígido dessa estrutura.

Tabela 10 – Frequências naturais do modelo inicial – delfim de amarração

	Frequência (Hz)	Modo
1	2,03	Translação em y
2	2,11	Rotação em z
3	2,33	Rotação em z
4	10,25	Rotação em z
5	10,52	Rotação em z
6	11,16	Rotação em z
7	14,20	Rotação em z
8	14,21	Rotação em z
9	14,21	Rotação em z
10	14,21	Rotação em z
11	14,21	Rotação em z
12	14,21	Rotação em z

A Tabela 12 apresenta os valores detalhados de mobilização de massa de cada modo e em cada direção, bem como a somatória acumulada, sendo que os modos 1 e 3 apresentaram valor de 85% em x e y respectivamente e o modo 2 mobilizou 63% na rotação em z. Esses valores são coerentes, considerando que a massa do bloco representa 75% da massa total da estrutura. Os demais modos mobilizaram porcentagens inferiores a 1%. As Colunas RX, RY e RZ representam a mobilização no movimento de rotação.

Tabela 11 – Porcentagem massa mobilizada em cada modo de vibração – delfim de amarração

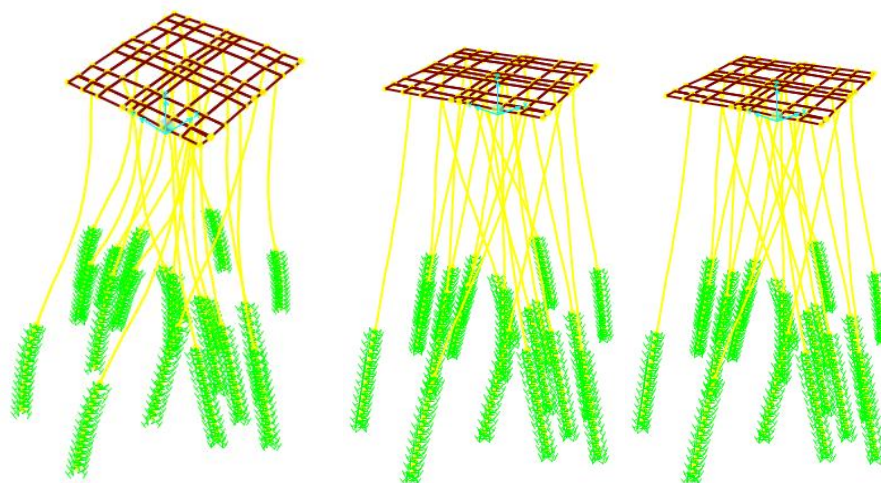
Modo	UX	UY	UZ	SUX	SUY	SUZ	RX	RY	RZ	SRX	SRY	SRZ
1	84,99%	0,00%	0,07%	84,99%	0,00%	0,07%	0,00%	11,74%	0,04%	0,00%	11,74%	0,04%
2	0,08%	0,13%	0,01%	85,06%	0,14%	0,08%	0,00%	0,01%	62,38%	0,00%	11,74%	62,42%
3	0,00%	84,93%	0,00%	85,07%	85,06%	0,08%	11,14%	0,01%	0,11%	11,14%	11,76%	62,53%
4	0,23%	0,20%	5,14%	85,30%	85,26%	5,22%	1,67%	10,64%	0,00%	12,81%	22,40%	62,53%
5	0,02%	0,12%	1,01%	85,32%	85,38%	6,23%	11,89%	1,22%	0,10%	24,70%	23,62%	62,63%
6	0,03%	0,00%	87,59%	85,35%	85,38%	93,82%	0,01%	0,89%	0,01%	24,71%	24,51%	62,63%
7	0,01%	0,07%	0,00%	85,36%	85,45%	93,82%	0,29%	0,02%	1,68%	24,99%	24,53%	64,32%
8	0,00%	0,00%	0,00%	85,36%	85,45%	93,82%	0,00%	0,00%	0,02%	25,00%	24,54%	64,34%
9	0,19%	0,01%	0,05%	85,55%	85,46%	93,88%	0,01%	1,10%	0,19%	25,00%	25,64%	64,53%
10	0,01%	0,08%	0,01%	85,57%	85,54%	93,88%	0,19%	0,09%	1,38%	25,19%	25,73%	65,91%
11	0,01%	0,01%	0,00%	85,57%	85,55%	93,89%	0,04%	0,05%	0,00%	25,23%	25,78%	65,91%
12	0,00%	1,17%	0,00%	85,58%	86,71%	93,89%	4,04%	0,01%	0,39%	29,27%	25,79%	66,30%

Assim, para efeito de calibração do modelo, serão utilizadas as três frequências que mobilizaram maior massa, ou seja, a primeira de 2,03Hz, a segunda de 2,11Hz e a terceira de 2,33Hz.

Importante observar que o sexto modo de vibração apresentou uma mobilização de massa de 88% em z na frequência de 11,16Hz, porém não foi possível captar essa frequência durante os ensaios, pois o coletor possuía o limite de 8,00Hz.

A Figura 22 apresenta a forma desses dois modos de vibração principais da estrutura, sendo que o primeiro representa a translação em relação ao eixo y e o segundo uma rotação em z com alongamentos e torções das estacas.

Figura 21 – Modos de vibração 1, 2 e 3 – dolfim de amarração
(Fonte: autor)



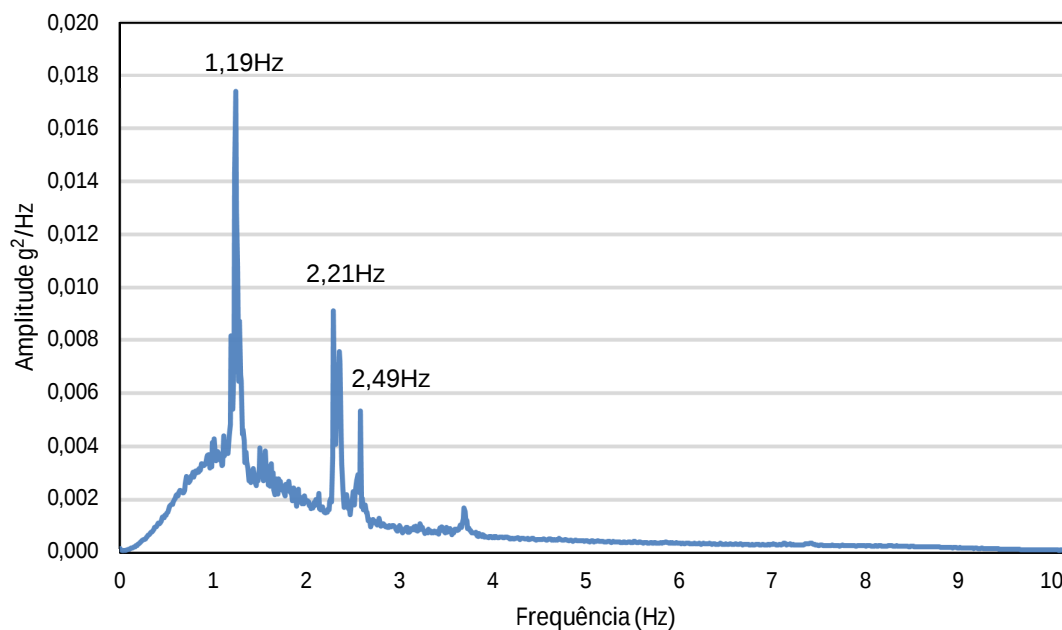
5.2.3 Resultado dos ensaios

Após o tratamento dos dados, conforme descrito na seção 5.1.3, foram encontrados 3 picos de frequência para o dolfim de amarração no ensaio realizado durante o mau tempo de 25/08/2018, onde as ondas de longo períodos (cerca de 12s) atingiram as embarcações atracadas no píer.

Conforme ilustrado na Figura 23, o primeiro de 1,19Hz, apresentou uma banda bem definida, já o segundo e terceiros modos apresentaram uma proximidade, porém com amplitudes bem definidas e separadas, com valores de 2,21Hz e 2,49Hz.

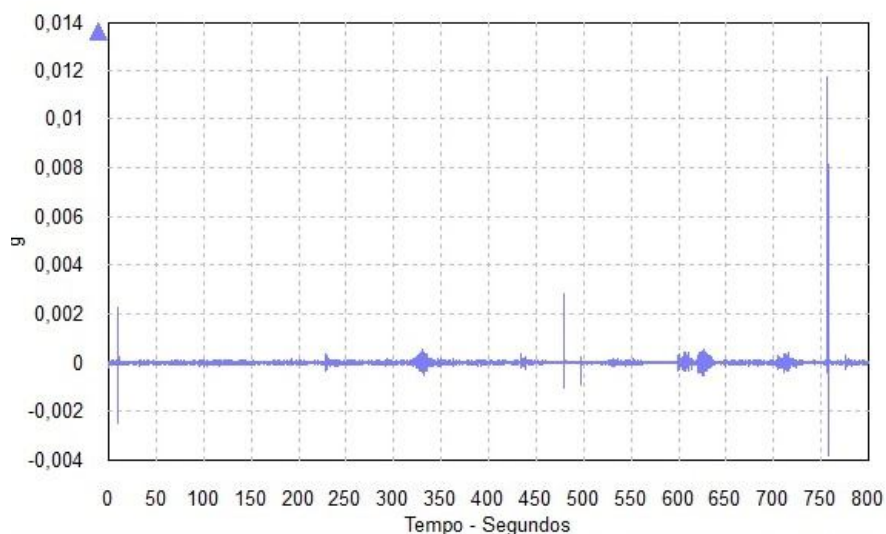
Figura 22 – Espectro de resposta – delfim de amarração

(Fonte: autor)



A Figura 24 apresenta o sinal medido no tempo, pode-se verificar a incidência das ações de amarração do navio sobre o cabeça do delfim, que se repetem em intervalos de acordo com a ondulação que forçam a movimentação da embarcação contra a estrutura. Nos intervalos entre as maiores acelerações, onde apenas a ondulação e corrente marítima estão agindo sobre a estrutura, pode-se verificar que o ensaio não captou variações significativas. Ao final do período de medição, existe um pico de aceleração, que representa o maior esforço do cabo de amarração sobre o delfim.

Figura 23 – Resposta na direção Y – dolfim de amarração
(Fonte: autor)



5.2.4 Calibração do modelo

Os modos de vibração do modelo apresentaram um comportamento semelhante aos obtidos no ensaio, porém com a primeira frequência apresentando uma diferença mais significativa (40%). Nesse caso, conforme Magalhães *et al.* (2012), é necessária alguma modificação no modelo que adeque seu comportamento estrutural, os exemplos desse tipo de adequação são: modificação na rotulação dos apoios, indução de recalques diferenciais, alteração dos coeficientes de mola para modificar a interação solo-estrutura, redução da seção de elementos estruturais.

Após diversas tentativas de ajuste no modelo, de maneira a reduzir apenas a primeira frequência, sem alterar significativamente as demais, foi adotada a eliminação da resistência de ponta de 8 estacas (4 de cada lado) de maneira a facilitar a translação em y (modo de vibração da primeira frequência). Com esse ajuste, houve uma redução significativa apenas no primeiro modo, com um pouco de reflexo no segundo modo e muito pequeno nos demais.

Para o ajuste fino do primeiro modo, novamente foi reduzido o módulo de elasticidade em 2,7%, que modificou todos os modos de vibração resultando nos erros finais apresentados na Tabela 13.

Tabela 12 – Erro calculado para as frequências do modelo e do ensaio - dolfim de amarração

Modo	Ensaio	Modelo calibrado	Erro (%)
	Frequência F_E (Hz)	Frequência F_M (Hz)	$\left(\frac{ F_E - F_M }{F_E} \cdot 100\%\right)$
1	1,19	1,19	0,0%
2	2,21	1,89	14,4%
3	2,49	2,31	7,2%

5.2.5 Rigidez final

Com o modelo calibrado, repetiu-se o procedimento para definir a rigidez atual da estrutura, os resultados estão na Tabela 12.

Tabela 13 – Coeficientes de rigidez do modelo calibrado – dolfim de amarração

Ação	Deslocamento	Rigidez final
$F_x=1.000$ kN	2,973 cm (x)	336 kN/cm
$F_y=1.000$ kN	0,840 cm (y)	1.190 kN/cm
$M_z=1.000$ kN.m	0,420 rad	2.380 kN.cm/rad

5.2.6 Amortecimento

O amortecimento teórico aproximado da estrutura foi calculado pelo método da meia potência, sendo que os valores foram aplicados ao primeiro modo de vibração, de 1,19Hz. Assim, encontrou-se as duas frequências que representassem 0,707 do valor de pico e aplicou-se esses valores na equação 2.16.

$$\xi = \frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_2 + \omega_1}$$

$$\xi = \frac{1,24 - 1,17}{1,24 + 1,17} = 2,9\%$$

$$\xi = 2,9\%$$

O resultado é coerente com o valor apresentado na seção 2.8, extraído de Boroshek *et al.* (2010) e Soriano (2014) e valida a utilização do método de seleção de picos, sendo uma das premissas iniciais do método, juntamente com a separação bem definida dos picos de ressonância.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 RIGIDEZ

Através da comparação dos resultados obtidos com o modelo pré-calibração, considerado como representativo da estrutura original com o modelo calibrado é possível determinar a perda de rigidez teórica da estrutura.

6.1.1 Dolfim de atracação

Para o dolfim de atracação, a perda de rigidez no eixo longitudinal ao navio foi de 9,7%, enquanto que no sentido ortogonal foi de 4,6%. A perda na rigidez torsional foi de 8,4%, conforme ilustrado na Figura 15.

Tabela 14 – Coeficientes de rigidez do modelo original e calibrado – dolfim de atracação

Eixo	Rigidez original	Rigidez atual	Perda
X	1.457 kN/cm	1.316 kN/cm	9,7%
Y	5.319 kN/cm	5.076 kN/cm	4,6%
Torsional	11.494 kN.cm/rad	10.526 kN.cm/rad	8,4%

Esse resultado é coerente com o comportamento estrutural do dolfim, pois a posição e inclinação das estacas resultou em uma rigidez mais elevada no sentido ortogonal em relação ao longitudinal. Assim, a perda de rigidez proporcional foi menor no sentido mais reforçado, mesmo sendo esse sentido o que recebe os esforços do navio amortecidos pela defesa de borracha existente.

6.1.2 Dolfim de amarração

Para o dolfim de amarração, a perda de rigidez no eixo longitudinal ao navio foi de 65,8%, enquanto que no sentido ortogonal foi de 6,8%. A perda na rigidez torsional foi de 42,9%, conforme ilustrado na Tabela 16.

Tabela 15 – Coeficientes de rigidez do modelo original e calibrado – dolfim de amarração

Eixo	Rigidez original	Rigidez atual	Perda
X	984 kN/cm	336 kN/cm	65,8%
Y	1.277 kN/cm	1.190 kN/cm	6,8%
Torsional	4.166 kN.cm/rad	2.380 kN.cm/rad	42,9%

O resultado reflete as modificações estruturais necessárias para calibrar o modelo e sugere uma fragilização considerável do dolfim. Considerando que as estacas são metálicas e sem preenchimento de concreto, é razoável admitir que algum dano permanente está instalado, seja por corrosão ou erosão das estacas, fadiga do material, falha na ligação bloco-estaca, deficiência na ligação solo-estrutura, etc. A rigidez original é relativamente igual nos dois sentidos, porém os esforços são majoritariamente no sentido ortogonal (em X) devido a posição do cabo de amarração do navio, e por isso foi constatada uma perda de rigidez da estrutura nessa direção.

6.2 FREQUÊNCIAS NATURAIS

Em ambos casos, foram encontradas nos ensaios pelo menos três frequências naturais com mobilização de massa significativa (>60%). Para o dolfim de atracação, os dois primeiros modos de vibração eram próximos aos encontrados no modelo, sendo que um pequeno ajuste permitiu a calibração e ajuste no comportamento do modelo. A terceira frequência encontrada em campo não foi captada pelo modelo, porém, cerca de nove modos de vibração apresentaram valores em torno de 4Hz, porém sem ter mobilização de massa adequada.

O dolfim de amarração apresentou a primeira frequência do ensaio inferior à do modelo e para isso foi necessário fazer ajustes importantes no modelo, sem que esses alterassem o segundo modo de vibração. Já um terceiro modo foi captado no ensaio, porém sem similaridade com os valores do modelo e por isso foi descartado, sendo a provável explicação para esse fato que a vibração de uma pequena parte da estrutura tenha sido detectada pelo acelerômetro.

É fundamental observar que a proximidade entre as frequências, e principalmente a concentração dos modos de vibração sugerem que a estrutura apresenta um comportamento de corpo rígido, ou seja, monolítico. Essa característica estrutural favorece a aplicação da metodologia exposta nesse trabalho.

7 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram apresentados os resultados da análise modal operacional de duas estruturas marítimas, um delfim de atracação e outro de amarração de navios. As acelerações foram mensuradas em pontos específicos de cada estrutura e em seguida os dados obtidos nos ensaios de campo foram processados e possibilitaram a calibração dos modelos em elementos finitos.

A análise modal operacional comprovou-se uma eficiente ferramenta de avaliação estrutural e verificação do nível de danos existentes após anos de utilização. O histórico das informações modais de uma estrutura mostra-se um grande trunfo para avaliações futuras das mesmas estruturas em caso de novos acidentes.

A facilidade da ferramenta para se obter respostas rápidas do comportamento da estrutura é de grande importância para problemas reais enfrentados pelos engenheiros e projetistas estruturais. Pravia e Braido (2016) utilizaram um telefone móvel para medir as acelerações de uma ponte em operação e comprovam o potencial prático da ferramenta.

Diante dos valores de erro bastante reduzidos pode-se considerar que os modelos produzidos apresentam boa aproximação do comportamento real das estruturas e que esses modelos são capazes de fornecer dados confiáveis sobre as rigidezes da estrutura. É possível concluir que o modelo matemático é bastante consistente com os ensaios realizados.

Delfim de atracação

A estrutura apresenta perdas inferiores a 10% em relação a rigidez inicial do modelo. Os esforços gerados pelos navios nessa estrutura são apenas no sentido ortogonal e por isso a estrutura apresenta uma robustez maior nesse sentido, com estacas inclinadas para absorver tais esforços.

A largura de banda entre o segundo e terceiro modos pode indicar um nível de dano mais severo nas estacas, pois permitem deslocamentos de pequena amplitude próximo de uma frequência natural. A explicação para esse comportamento,

segundo Hu *et al.* (2001), é que para esse modo de vibração particular existem partes da estrutura (massas) que não participam conjuntamente com o todo.

O amortecimento estimado da estrutura está coerente com os valores indicados na literatura, e validou a metodologia simplificada utilizada.

Dolfim de amarração

A estrutura apresentou grande perda de rigidez teórica, tanto na direção longitudinal quanto a torção. Isso indica que um dano real se estabeleceu na estrutura, e sugere a necessidade de uma inspeção estrutural criteriosa.

A largura de banda, em ambos os modos principais, indica danos estruturais complexos e uma possível fragilização da estrutura, permitindo pequenas vibrações locais dentro dos modos de vibração principais. Considerando que as estacas de aço não são preenchidas com concreto, pode ser que as mesmas estejam apresentando movimentos particulares, dada sua esbeltez e dependência da interação solo-estrutura. O amortecimento calculado ficou semelhante aos valores encontrados na literatura revisada.

SUGESTÕES

Como sugestões para trabalhos futuros e com o objetivo de aumentar o conhecimento da estrutura em questão e de desenvolver um procedimento estrutura para coleta de dados e calibração dos modelos sugere-se:

- Realizar um acompanhamento periódico da estrutura a fim de identificar alterações modais em função na variação de fatores climáticos e possíveis patologias que venham a surgir;
- Aplicar o método de calibração adotado nesse trabalho em outras estruturas portuárias;
- Fazer medições simultâneas em diferentes pontos da estrutura para analisar diferentes modos de vibração

8 BIBLIOGRAFIA

Araujo, I.D.G.; Análise Modal Operacional: Métodos de identificação baseados na transmissibilidade, Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

Alfredini, P.; Engenharia Portuária, Editora Blucher, São Paulo, 2014.

ASHTO – Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

_____. **NBR 6118:** Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 9782:** Ações em estruturas portuárias, marítimas e fluviais – Procedimento. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 15307:** Ensaios não destrutivos - Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2005.

Au, S.; Zhang, F., Ni, Y. Bayesian operational modal analysis: Theory, computation, practice. Computers & Structures, v. 126, p. 3-14, 2013.

Beards, C. F. Structural vibration: analysis and damping. London: Arnold, 1996.

Bendat, J.; Piersol, A.; Engineering Applications of correlation and spectral analysis, Vol. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons. XVII, 594 p.-XVII, 594 p., USA 1980.

Beskyroun, S.; Wegner, L. D.; Sparling, B. F. New methodology for the application of vibration-based damage detection techniques. Structural Control and Health Monitoring, 19(8), 632-649. 10.1002/stc.456, 2012.

Boroshek, R.L.; Baesler, H.; Vega, C. Experimental evaluation of dynamic properties of a wharf structure. Engineering Structures, v. 33, p. 344-356, 2010.

Bowles, J. E. Foundation analysis and design. 5ª. ed. Singapore: McGraw-Hill, 1996.

Brasil, R. M. L. R. F.; Silva, M. A. Introdução à dinâmica das estruturas para a engenharia civil. São Paulo: Blucher, 2013.

Caetano, E.; Cunha, A.; Magalhães, F. Novas perspectivas na análise do comportamento dinâmico de estruturas, Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, v12 p. 44-52, 2010.

Calenzani, A.F.G. Análise dinâmica no domínio da frequência de sistemas com amortecimento não clássico. Dissertação de mestrado, UFES, 2002

Chen, W.H.; Lu, Z.R.; Chen, S.H.; Ni, Y.Q.; Xia, Y.; Liao, W.Y. Theoretical and experimentation modal analysis of the Guangzhou New TV Tower, Engineering Structures, v 33 p. 3628-3646, 2011.

Clough, R. W.; Penzien, J. Dynamic of structures. 3rd. ed. Berkeley: Computers & Structures, 2003.

Cooley, J. W.; Tukey, J. M. An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series. Mathematical Computations, v. 19, p. 297-301, 1965.

Craig Jr., R. R. Structural dynamics. An Introduction to computer Methods. New York, John Wiley & Sons, 1981.

Cunha, A.; Caetano, E. Reanálise dos ensaios dinâmicos da ponte Vasco da Gama com base no método de identificação estocástica por subespaços. SÍSMICA - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Guimarães, 2004.

Damgaard, M.; Andersen, L. V.; Ibsen, L. B. Dynamic response sensitivity of an offshore wind turbine for varying subsoil conditions. Ocean Engineering, 101, 2015.

De Freitas, T.C. Identificação de parâmetros modais utilizando apenas as respostas da estrutura, Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2008.

Del Grosso, A.; Lanata, F.; Brunetti, G.; Pieracci, A. Structural health monitoring of harbor piers. The 3rd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure Vancouver, British Columbia, Canada November 13-16, 2017.

Del Grosso, A. Monitoring of infrastructures in the marine environment. Structural Control for Civil and Infrastructure Engineering. Proceedings of International Workshop, Paris, 107-117, 2005.

Deutsches Institut für Normung – DIN 45669-2 “Measurement of Vibration Immission – Part. 2: Measuring Method”. 2005.

Diehl J. Ambient vibration survey: application. In: Theory and analytical techniques. Application Note N 3, Kinematics. California (USA): Pasadena; 1993.

Doebbling, S.W.; Farrar, C.R.; Prime, M.B.; Shevitz, D.W.; Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in their Vibration Characteristics: A Literature Review. Report Los Alamos National Laboratory Los Angeles (USA), 1996.

Donahue, M.J.; Yim, S.; Dickenson, S. Implications of observed seismic performance of a pile supported wharf for numerical modeling, *Earthquake Spectra*, v 58 p. 15-26, 2005.

Eurocode 8 – Design of Structure for Earthquake Resistance – Part 2: Bridges. British Standard, 2009

Felber, A. Practical Aspects of Testing Large Bridges for Structural Assessment, Structural Health Monitoring, Current Status and Perspectives, Stanford University, Palo Alto, California, pp. 577–588, 1997.

Ferreira, W. G. *Análise Dinâmica no Domínio da Frequência de Sistemas Estruturais*, 1ed. Vitória, ES, Editora Enfoque Comunicação e Marketing Ltda, 2002.

Friswell, M. I.; Mottershead, J. E. *Finite element model updating in structural dynamics*. Kluwer Academic Publishers, 1995.

Gaythwaite, J.W. *Design of Marine Facilities for Berthing. Mooring and Repair os Vessels*, 1ed, New York, USA, Editora VNR, 1990.

Griffith, A. A. Theory of rupture of brittle materials, *Transactions Royal Society Series A*, 21, 163-198, 1921.

Guillaume, P. *Modal Analysis*. Department of Mechanical Engineering, Vrije Universidade de Bruxelas, Bélgica 2009.

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* v38, pp 3111-3126, 2001.

Jeary ,A.P. Establishing non-linear damping characteristics of structures from non-stationary response time-histories. *The Structural Engineer*. Vol 70 No. 4. pp 61-66, 1992.

Kim, D.K.; Ryu, H.R.; Seo, H.R.; Chang, S.K. Earthquake response characteristics of port structure according to exciting frequency components of earthquakes in Korean. *Korean Soc. Coastal Engineering*, 17(1), 41-46, 2015.

Koch H W. Determining the effects of vibration in buildings, *V.D.I.Z.* 95, 21, 744-747, 1953.

Lee, S.Y.; Nguyen, K.; Huynh, T.; Kim, J. Vibration-based damage monitoring of harbor caisson structure with damaged foundation-structure interface, *Smart Structures and Systems*, Vol. 10, 517-546, 2018.

Li, H.; Wang, J.; Hu, S.J. Using incomplete modal data for damage detection in offshore jacket structures, *Ocean Engineering Magazine*, 35, pp. 1793-1799, 2008.

Lima, S. D. S; Santos, S. H. D. C; Análise dinâmica das estruturas. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2008.

Magalhães, F. Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos, Dissertação de mestrado, Universidade do Porto, Portugal, 2012.

Magalhães, F.; Cunha, A.; Caetano, E. Ensaio dinâmicos de viadutos ferroviários: Automação de procedimentos de ensaio e processamento, Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, pp 1646-7078, 2007.

Magalhaes, F.; Caetano, E.; Cunha, A.; Flamand, O.; Grillaud, G. Ambient and free vibration tests of the Millau Viaduct: evaluation of alternative processing strategies Engineering Structures Magazine, 45, pp. 372-384, 2012.

Maia, N.; J.M. Silva, J.; He, N.; Lieven, N.; Lin, R.; Lin, G. Skingle, W.M. To, A. Urgueira, Theoretical and Experimental Modal Analysis, Research Studies Press, London, England, 1998.

Moughty, J., Casas, J., Rodrigues, J. Assessment of vibration intensity as a condition and safety indicator for short-span bridges. A: International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering. "Fifth International Symposium on Life -Cycle Civil Engineering", p. 1-8, 2016.

Oliveira, C. T. China e os portos do mundo, Editora batel, Rio de Janeiro, 2009.

Peeters, B. System Identification and damage detection in civil Engineering. Tese de Doutorado, Universidade Católica de Leuven, Bélgica, 2000.

Pravia, Z. M. C.; Braidó, J.D. Measurements of bridges vibration characteristics using a mobile phone. Revista Ibracon de estruturas e materiais, Vol 8, pp 721-743, 2016.

Proença J; Branco F.A. Estudo experimental de vibração e estrutura; Revista Mecânica experimental; Número 1 Apaet; Lisboa, Portugal, 2005.

Rainieri, C.; Fabbrocino, G. Operational modal analysis of civil engineering Structures: An introduction and guide for applications. Nova Iorque: Springer Science Business Media, 2014.

Rodrigues, J. Identificação Modal Estocástica: Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil. Porto: Tese de doutorado em Engenharia Civil pela Universidade do Porto, Porto, 2004.

Safakhah, S.; Kheyroddin, A.; Zahrai, S. Experimental study on damage detection of RC bridge piers under ambient vibration. Journal of vibro-engineering, Vol. 20, 1392-8716, 2018.

Sakawu, O. S. Detection of structural damage through changes in frequency: a review. Engineering Structures, 9 (19): 718-723, 2007.

Shi, W.; Shan, J.; Lu, X. Modal identification of Shanghai World Financial Center both from free and ambient vibration response. *Engineering Structures*, 36 pp. 14 – 26, 2012.

Soares.C.P.; Sotomayor O.A.Z. Avaliação da integridade estrutural de plataformas offshore tipo jaqueta, I Congresso nacional de engenharia de petróleo, 2015.

Soriano H.L. Introdução à análise dinâmica. Editora Elsevier Brasil, São Paulo, 2014.

Tavares, M.A.O. Identificação modal e monitorização dinâmica de uma ponte em arco. Dissertação de mestrado, Universidade do Porto, Portugal, 2013.

Teughels, A.; Roeck, G. Structural Damage Identification of the Highway Bridge Z24 by FE Model Updating, *Journal of Sound and Vibration*, 2003.

Torres, W.; Almázan, J. L.; Sandoval, C.; Boroschek, R. Operational modal analysis and FE model updating of the metropolitan cathedral of Santiago, *Engineering Structures*, 143 pp. 169-188, 2017.

Tsinker, G.P. Handbook of Port and harbor Engineering: Geotechnical and structural Aspects. Kluwer Academic Pub, 1996.

Wang, D.; Haldar, A. "Element-level system identification with unknown input," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 120, No. 1, pp. 159-176, 1994.

Welch, P. The use of fast Fourier transform for the estimation of power spectra: a method based on time averaging over short, modified periodograms. *Audio and Electroacoustics*, IEEE Transactions on. 15(2): p. 70-73, 1967.

Wojnarowski, M.E.; Stiansen S.G.; Reddy N.E. Structural Integrity Evaluation of a Fixed Platform Using Vibration Criteria, in *Proc. 9th Annual Offshore Tech. Conf.*, 247-256, 1977.

Wong, K. Y. Design of a structural health monitoring system for long span bridges. *Structure and Infrastructure Engineering* 3 (2), 169-185, 2007.

Xu, Y.; Xia, Y. Structural health monitoring of long-span suspended bridges. Editora CRC Press, Flórida, EUA, 2012.