

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE GAMA / FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INTEGRIDADE DE
MATERIAIS DA ENGENHARIA**

**AMORTECEDOR TIPO PÊNDELO INVERTIDO PARA
CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM EDIFÍCIOS ALTOS**

PEDRO LUIZ BERNARDES JÚNIOR

**ORIENTADORA: Profa. Dra. Suzana Moreira Avila
CO-ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcus Vinicius Girão de Moraes**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM INTEGRIDADE DE MATERIAIS
DA ENGENHARIA**

**PUBLICAÇÃO: FGA.DM – 065A/2018
BRASÍLIA/DF: AGOSTO/2018**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE GAMA / FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INTEGRIDADE DE
MATERIAIS DA ENGENHARIA**

PEDRO LUIZ BERNARDES JÚNIOR

**AMORTECEDOR TIPO PÊNULO INVERTIDO PARA CONTROLE
DE VIBRAÇÕES EM EDIFÍCIOS ALTOS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INTEGRIDADE DE MATERIAIS DA ENGENHARIA DA FACULDADE GAMA E FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

**ORIENTADORA: Profa. Dra. Suzana Moreira Avila
CO-ORIENTADOR: Prof. Dr. Marcus Vinicius Girão de Moraes**

**BRASÍLIA
2018**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE GAMA / FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INTEGRIDADE DE
MATERIAIS DA ENGENHARIA.

AMORTECEDOR TIPO PÊNDELO INVERTIDO PARA CONTROLE
DE VIBRAÇÕES EM EDIFÍCIOS ALTOS

PEDRO LUIZ BERNARDES JÚNIOR

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INTEGRIDADE DE MATERIAIS DA ENGENHARIA DA FACULDADE GAMA E FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM INTEGRIDADE DE MATERIAIS DA ENGENHARIA.

APROVADA POR:



Prof.^a Dr.^a SUZANA MOREIRA
(Orientador)



Prof.^a Dr.^a MARCELA RODRIGUES MACHADO
(Examinador Interno)



Prof. Dr. JOSE LUIZ VITAL DE BRITO
(Examinador Externo)

FICHA CATALOGRÁFICA

PEDRO LUIZ BERNARDES JÚNIOR

AMORTECEDOR TIPO PÊNULO INVERTIDO PARA CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM EDIFÍCIOS ALTOS, [Distrito Federal] 2018.

85 p., 210 x 297 mm (FGA/FT/UnB, Mestre, Integridade de Materiais da Engenharia, 2018). Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade Gama. Programa de Pós-Graduação em Integridade de Materiais da Engenharia.

1. CONTROLE ESTRUTURAL 2. AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO
3. PÊNULO INVERTIDO 4. ALGORITMO GENÉTICO

I. FGA UnB Gama/ UnB. II. Amortecedor tipo Pêndulo Invertido para Controle de Vibrações em Edifícios Altos (Mestrado)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BERNARDES JÚNIOR, P. L. (2018). AMORTECEDOR TIPO PÊNULO INVERTIDO PARA CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM EDIFÍCIOS ALTOS. Dissertação de Mestrado em Integridade de Materiais da Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Integridade de Materiais da Engenharia, Publicação Nº065A/2018, Faculdade Gama e Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 85 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: PEDRO LUIZ BERNARDES JÚNIOR

TÍTULO: AMORTECEDOR TIPO PÊNULO INVERTIDO PARA CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM EDIFÍCIOS ALTOS.

GRAU: Mestre

ANO: 2018

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

PEDRO LUIZ BERNARDES JÚNIOR

QSF 02 CASA 404.

72025-520. Taguatinga Sul, Brasília, DF – Brasil.

Para todos que acreditaram neste trabalho e me encorajaram a realizá-lo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus por me dar os instrumentos necessários ao meu desenvolvimento humano, acadêmico, profissional e intelectual.

Ao meu pai e minha mãe por se orgulharem de mim e me ensinarem lições cotidianas de humildade, amor e disciplina. Às minhas irmãs e à Jéssica, por manterem a paciência e apoiarem minhas escolhas.

À minha orientadora, Professora Suzana, por ter me acolhido e me mostrado o caminho a seguir em momentos em que eu não conseguia enxergá-lo, dentro e fora da academia. Ao Professor Girão, pela Co-Orientação e pelas importantes contribuições e ajudas dadas durante a elaboração desta dissertação.

Aos meus amigos de infância, de graduação, de CsF e de mestrado, por tudo o que fizeram e fazem por mim.

A todos os técnicos e funcionários da Universidade de Brasília. Especialmente ao Felipe, por sua cordialidade e boa vontade em ajudar sempre que necessário.

À CAPES e FAPDF, pelos recursos financeiros concedidos durante a realização deste trabalho.

*“A Matemática é a única linguagem que
temos em comum com a natureza”*

(Stephen Hawking)

RESUMO

O progresso constante de técnicas construtivas e materiais de construção civil, juntamente com o avanço tecnológico, especialmente no campo das simulações computacionais, permitiu o projeto e construção de estruturas cada vez mais altas e esbeltas. Estas estruturas apresentam alta flexibilidade e, portanto, são vulneráveis a ações de cargas dinâmicas, como terremotos, ventos e até ocupação por usuários humanos ou máquinas. Devido a essa flexibilidade, essas estruturas geralmente sofrem de vibração excessiva, o que pode causar desconforto aos usuários ou comprometer a segurança do edifício. Um sistema de controle passivo pode ser definido como um ou mais dispositivos que absorvem uma parcela da energia cinética transmitida por cargas externas. Um destes dispositivos é o Amortecedor de Massa Sintonizado (AMS), que promove a transferência de energia entre uma estrutura principal e uma massa auxiliar. Um dos AMS mais utilizados nas estruturas de edificações são os do tipo pêndulo convencional, mas estes ainda possuem alguns inconvenientes que poderiam ser reduzidos com a utilização de um AMS do tipo Pêndulo Invertido (AMSPI). Neste trabalho, um modelo reduzido simula experimentalmente o comportamento de um edifício alto com e sem um AMSPI acoplado, após ser analisado isoladamente através de um modelo teórico do tipo *shear frame* e um modelo numérico tridimensional em elementos finitos. É apresentado um protótipo de AMSPI construído sob um conjunto de parâmetros obtidos através de uma otimização via Algoritmo Genético.

Palavras-chaves: Controle estrutural, Amortecedor de Massa Sintonizado, Pêndulo Invertido, Algoritmo Genético.

ABSTRACT

The constant progress of constructive techniques and civil construction materials, with technological advances, especially in the field of computational simulations, allowed the design and construction of increasingly tall and slender structures. These structures are highly flexible and therefore vulnerable to dynamic loads such as earthquakes, winds and even occupation by human users or machines. Because of this flexibility, the structures generally suffer from excessive vibration, which can cause discomfort to users or compromise the building's safety. A passive control system can be defined as one or more devices that absorb a portion of the energy transmitted by external automobiles. One of the devices is the Tuned Mass Damper (TMD), which promotes a transfer of energy between a main structure and an auxiliary mass. One of the most commonly used TMD in building structures is the conventional one, but there are still some drawbacks that could be reduced by using an Inverted Pendulum TMD (IPTMD). In this work, a reduced model simulates experimentally the behavior of a tall building with and without a coupled IPTMD, after being analyzed in isolation through a theoretical shear-frame model and a three-dimensional finite elements model. It is presented a prototype of an IPTMD built under a set of parameters obtained through an optimization via Genetic Algorithm.

Keywords: Structural Control, Tuned Mass Damper, Inverted Pendulum, Genetic Algorithm.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
1.1 CONTEXTO	15
1.2 JUSTIFICATIVA.....	15
1.3 OBJETIVO	16
1.3.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1.3 METODOLOGIA	17
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	18
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1 EDIFÍCIOS ALTOS	19
2.2 CONTROLE ESTRUTURAL	23
2.2.1 CONTROLE PASSIVO	24
2.3 OTIMIZAÇÃO.....	33
2.3.1 ALGORITMOS GENÉTICOS.....	34
3. APRESENTAÇÃO, CARACTERIZAÇÃO E MODELAGEM DO EXPERIMENTO.....	37
3.1 CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DA ESTRUTURA	38
3.2 MODELAGEM NUMÉRICA POR ELEMENTOS FINITOS	40
3.3 MODELAGEM DO PÓRTICO COMO <i>SHEAR FRAME</i>	41
3.4 OBTENÇÃO DA RAZÃO DE AMORTECIMENTO POR VÍDEO	44
3.5 REDUÇÃO PARA UM GRAU DE LIBERDADE	45
4. AMS DO TIPO PÊNDELO INVERTIDO.....	47
4.1 O MODELO DE PÊNDELO INVERTIDO.....	47
4.3 MODELO EXPERIMENTAL DE AMSPI	53
4.3.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO.....	53
4.3.2 DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DE PROPRIEDADES DO AMS	54
4.4 BUSCA PELOS PARÂMETROS ÓTIMOS	56
4.4.1 MAPA DE RESPOSTAS	56
4.4.2 OTIMIZAÇÃO VIA ALGORITMO GENÉTICO	57
4.5 CONTROLE TEÓRICO DA ESTRUTURA COM AMSPI.....	61
4.6 CONTROLE EXPERIMENTAL DA ESTRUTURA COM AMSPI	63
4.6.1 APARATO EXPERIMENTAL	63
4.6.2 ENSAIOS TIPO 1 – DOIS ACELERÔMETROS	66
4.6.3 ENSAIOS TIPO 2 – SENSOR DE FORÇA E ACELERÔMETRO	69
4.6.4 MONITORAMENTO DOS ENSAIOS POR VÍDEO.....	76
5. CONCLUSÕES	78
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	82

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ilustração dos conceitos de “altura relativa” (a) e “Proporção” (b). (Fonte: CTBUH, 2017).	20
Figura 2.2 – Representação de edifícios super altos e mega altos. (Fonte: CTBUH, 2017).	20
Figura 2.3 – Os dez edifícios mais altos do mundo. (Fonte: CTBUH, 2017).	21
Figura 2.4 – Burj Khalifa e o horizonte de Dubai. (Fonte: Aldred, 2010).	22
Figura 2.5 – Shanghai Tower. (Fonte: Mass et al., 2010).	22
Figura 2.6 – Sistemas Estrutural e de Fachada do Shanghai Tower (Fonte: Lu et al., 2016).	23
Figura 2.7 – Principais sistemas passivos de controle estrutural.	24
Figura 2.8 – Isolamento de Base (Fonte: Harkare, 2015).	25
Figura 2.9 – Amortecedores Metálicos (Fonte: Teruna et Al., 2014).	27
Figura 2.10 – Configuração do amortecedor de dupla tubulação (a) e posicionamento do amortecedor na estrutura (b) (Fonte: Mahjoubi et al., 2016).	27
Figura 2.11 – Amortecedor Viscofluido em base de edifício (Fonte: Soong & Dargush, 1997).	28
Figura 2.12 – Vista geral do amortecedor (a) e Detalhe (b) (Fonte: Banisheikholeslami et al., 2015)	28
Figura 2.13 – ALS instalado na <i>Sydney Tower</i> (Fonte: Kwok, 1995).	29
Figura 2.14 – Chifley Tower (a) e AMS pendular instalado na estrutura (Fonte: Kwok, 1995).	32
Figura 2.15 – Taipei 101 (a) e AMS pendular instalado na estrutura (b) e (c). (Fonte: Oliveira, 2012).	33
Figura 2.16 – Fluxograma da sequência lógica de um Algoritmo Genético (Fonte: Colherinhas, 2016).	36
Figura 3.1 – Módulo de aço utilizado	37
Figura 3.2 – Dimensões teóricas das peças constituintes do módulo utilizado em mm....	37
Figura 3.3 – Modelo experimental montado.	38
Figura 3.4 – Diagrama de posicionamento dos acelerômetros e do impulso no ensaio de vibração livre para a direção de menor inércia (X) (a) e maior inércia (Y) (b).	39
Figura 3.5 – Funções de Resposta em Frequência	40
Figura 3.6 – Modelo em elementos finitos do edifício experimental.	40
Figura 3.7 – <i>Shear Frame</i> com 10 graus de liberdade	42
Figura 3.8 – Primeiras três formas modais do <i>Shear Frame</i> considerado	43
Figura 3.9 – Captura da trajetória do ponto fixado em vídeo	44
Figura 3.10 – Ajuste da trajetória capturada em vídeo com ferramenta <i>cftool</i>	45
Figura 3.11 – Representação da estrutura por um oscilador de um grau de liberdade	46
Figura 4.1 – Modelo de AMS em formato de Pêndulo Invertido para controlar vibrações	48
Figura 4.2 – Projeto 2D de AMS em formato de Pêndulo Invertido (sem escala).	53
Figura 4.3 – Modelo de AMS do tipo Pêndulo Invertido em modelo computacional (a) e construído (b).	53
Figura 4.4 – Base do AMS.	54
Figura 4.5 – Captura da trajetória do ponto fixado em vídeo.	55

Figura 4.6 – Mapa das Funções de Resposta em Frequência em função de L e μ	56
Figura 4.7 – Mapa das Funções de Resposta em Frequência em função de L e μ - Vista Superior.....	57
Figura 4.8 – Valores dos parâmetros ótimos ($L=0,23$ m e $\mu = 0,22$) no Mapa de Resposta (a) e a função de resposta de frequência equivalente (b)	59
Figura 4.9 – Valores dos parâmetros ($L=0,46$ m e $\mu = 0,046$) no Mapa de Resposta (a) e a função de resposta de frequência equivalente (b).....	59
Figura 4.10 – Valores dos parâmetros ($L=0,25$ m e $\mu = 0,188$) no Mapa de Resposta (a) e a função de resposta de frequência equivalente (b).....	60
Figura 4.11 – Valores dos parâmetros ($L=0,28$ m e $\mu = 0,145$) no Mapa de Resposta (a) e a função de resposta de frequência equivalente (b).....	60
Figura 4.12 –Resposta em Frequência teórica da estrutura sem controle e ao ser acoplada a um amortecedor do tipo Pêndulo Invertido	61
Figura 4.13 – Modos de vibração do sistema “Estrutura + AMSPI”	62
Figura 4.14 – Variação da Massa M_d para $L=0,3$ m – Comportamento teórico	63
Figura 4.15 – Diagrama de posicionamento dos acelerômetros – Ensaios tipo 1.....	64
Figura 4.16 – Diagrama de posicionamento do acelerômetro e do sensor de força – Ensaios tipo 2.....	64
Figura 4.17 – Excitador.	65
Figura 4.18 – Excitador conectado à estrutura.....	65
Figura 4.19 – Esquema do sistema de excitação conectado à estrutura.....	66
Figura 4.20 – Aparato experimental dos ensaios tipo I.....	67
Figura 4.21 – Respostas no Ensaio 1.1.....	68
Figura 4.22 – Respostas no Ensaio 1.2.....	68
Figura 4.23 – Superposição – Ensaios 1.1 e 1.2.....	69
Figura 4.24 – Aparato experimental dos ensaios tipo II.....	70
Figura 4.25 – Amplitudes de Resposta, Diferenças de Fase e Amplitudes de Força no Ensaio 2.1.....	71
Figura 4.26 – Amplitudes de Resposta, Diferenças de Fase e Amplitudes de Força no Ensaio 2.2.....	72
Figura 4.27 – Amplitudes de Resposta (razão entre aceleração e força) para diferentes massas.....	73
Figura 4.28 – Posição de diferentes massas ensaiadas no Mapa de Respostas elaborado.....	74
Figura 4.29 – Ajuste de pontos do ensaio 2.2 para a estrutura sem controle.	75
Figura 4.30 – Modos de vibração registrados em vídeo.	76
Figura 4.31 – Análise da trajetória angular do pêndulo com <i>CVMob</i>	77

LISTA DE ABREVIÇÕES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

ABNT – *Associação Brasileira de Normas Técnicas*

ALS – *Amortecedor de Líquido Sintonizado*

AMS – *Amortecedor de Massa Sintonizado*

AMSP – *Amortecedor de Massa Sintonizado do tipo Pêndulo*

AMSPI – *Amortecedor de Massa Sintonizado do tipo Pêndulo Invertido*

CTBUH – *Council on Tall Buildings and Urban Habitat*

UnB – *Universidade de Brasília*

C_1 – *Coeficiente de Amortecimento da estrutura reduzida a um grau de liberdade*

C_d – *Coeficiente de Amortecimento do amortecedor*

E – *Módulo de Young*

$F(t)$ – *Carregamento dinâmico definido em função do tempo*

I – *Momento de inércia*

K_1 – *Rigidez modal da estrutura reduzida a um grau de liberdade*

K_d – *Rigidez do amortecedor*

k_n – *Rigidez de coluna do pavimento n*

L – *Comprimento do pêndulo*

L_n – *Comprimento de coluna do pavimento n*

M_1 – *Massa modal da estrutura reduzida a um grau de liberdade*

M_d – *Massa no topo do amortecedor*

u – *deslocamento linear*

θ – *deslocamento angular*

ρ – densidade de massa linear

α – razão de frequências naturais entre amortecedor e estrutura

μ – razão de massa entre amortecedor e estrutura

μ_L – razão de massa entre haste do amortecedor e estrutura

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO

O progresso nas técnicas construtivas e nos materiais de construção possibilitou o advento de edificações cada vez mais altas. No fim do século XX, com o pleno desenvolvimento da informática, dos métodos numéricos de análise estrutural e dos potentes *softwares* voltados ao dimensionamento estrutural, a construção de edifícios alcançou alturas antes inimagináveis.

Devido ao aumento da flexibilidade e esbeltez, quanto mais alta uma estrutura, mais vulnerável ela se torna frente a ações dinâmicas, como ventos e terremotos. Assim, o problema de vibrações excessivas em estruturas surge como uma preocupação mundial, pois pode levar estruturas à ruína ou causar considerável desconforto aos usuários das mesmas.

Dentre as estratégias possíveis para controlar vibrações em estruturas, o controle passivo tem sido vastamente estudado e utilizado em aplicações práticas, principalmente a partir dos anos 1960 (Oliveira, 2012). Dentre as possibilidades de controle passivo, o Amortecedor de Massa Sintonizado (AMS) é o mais conhecido. Este consiste, basicamente, na adição de uma massa com rigidez e amortecimento adicional à estrutura principal e sintonizada em uma frequência específica, com o intuito de transferir parte da energia mecânica da estrutura para o absorvedor.

1.2 JUSTIFICATIVA

Apesar dos vários estudos e do grande número de aplicações práticas já realizadas, alguns obstáculos ainda devem ser superados para aumentar a aceitação da tecnologia de controle, tais como: a redução de custos de implementação e manutenção, bem como a necessidade do surgimento de novas técnicas, visando maior confiabilidade, eficiência e robustez.

A direção atual das pesquisas de engenharia estrutural visa alcançar alternativas de projeto sustentáveis e resilientes, além de proteger vidas (Hessabi & Mercan, 2016). Sob esta perspectiva, o AMS continua sendo a principal técnica de controle passivo, tendo como uma de suas formas mais clássicas o pêndulo convencional (Oliveira et al, 2014).

Como o AMS pendular geralmente apresenta o inconveniente de requerer muito espaço interno no edifício e ter seu espaço de oscilação limitado às dimensões internas do compartimento onde está instalado, o amortecedor de massa sintonizado do tipo pêndulo invertido (AMSPI) torna-se uma fonte de interesse de pesquisa (Guimarães, 2016).

1.3 OBJETIVO

Esse trabalho objetiva projetar, construir e ensaiar um Amortecedor de Massa Sintonizado do tipo Pêndulo Invertido (AMSPI), com o intuito de avaliar sua performance e eficácia no controle de vibrações em um modelo experimental de edifício alto.

1.3.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos desse trabalho podem ser detalhados da seguinte forma:

1. Definir numérica e experimentalmente as propriedades dinâmicas do modelo reduzido de edifício utilizado;
2. Avaliar o modelo clássico de *shear frame* para a estrutura em questão, confrontando os resultados obtidos com a modelagem por elementos finitos e os resultados experimentais;
3. Buscar através de um Algoritmo Genético os parâmetros ótimos do AMSPI;
4. Dimensionar um AMSPI, definir suas propriedades dinâmicas e construí-lo para, então, avaliar sua viabilidade do ponto de vista da *performance* na redução da resposta dinâmica da estrutura utilizada sob forçamento harmônico;

1.3 METODOLOGIA

Trata-se de um trabalho exploratório acerca da *performance* do modelo Pêndulo Invertido de Amortecedor de Massa Sintonizado, analisando de maneira quantitativa e qualitativa a redução nas respostas dinâmicas do modelo experimental de um edifício com o referido amortecedor acoplado.

Após montagem do modelo experimental que visa simular o comportamento de um edifício alto, realiza-se a modelagem numérica inicialmente com vários graus de liberdade, que posteriormente serão reduzidos a um único grau de liberdade. Esta modelagem foi realizada em elementos finitos e a partir do modelo clássico de *shear frame*.

Este estudo efetua uma previsão do comportamento dinâmico da estrutura, posteriormente confrontado com verificações experimentais de vibração livre, através da excitação por um impacto com medição de respostas com o auxílio de acelerômetros. Uma análise de vídeo é utilizada para a obtenção experimental de alguns parâmetros da estrutura, como, por exemplo, a razão de amortecimento.

O pré-dimensionamento do amortecedor é realizado através de uma *toolbox* de otimização via Algoritmo Genético, fornecendo diretrizes para a construção do AMSPI. A rigidez do pêndulo e sua razão de amortecimento são determinadas por análise de vídeo e o comportamento da estrutura acoplada ao pêndulo é estimado numericamente no ambiente *Matlab*.

Uma série de ensaios são realizados para verificar experimentalmente o comportamento da estrutura principal após o acoplamento do AMS, submetida à uma excitação harmônica através de um excitador construído para esta finalidade.

O excitador é posicionado à meia altura do edifício, enquanto as respostas são obtidas de duas maneiras: com a instalação de dois acelerômetros em pontos diferentes da estrutura (um à meia altura e outro no topo, sendo medida a transmissibilidade) e com a instalação de um acelerômetro e um sensor de força dinâmica, onde também se registra a razão entre os dois sinais, além da amplitude da força e da diferença de fase entre os sinais.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esse trabalho está organizado em cinco capítulos, sendo o primeiro deles uma breve introdução ao assunto, contendo os objetivos do trabalho, um resumo da metodologia utilizada e a estrutura do trabalho.

O segundo capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre os temas abordados no trabalho e conceitos fundamentais à compreensão do mesmo.

O capítulo três apresenta o modelo reduzido de edifício utilizado, bem como sua caracterização dinâmica e as modelagens numéricas realizadas para simular seu comportamento.

No capítulo quatro, trata-se do acoplamento do AMSPI à estrutura principal, apresentando a formulação matemática do problema, o dimensionamento do amortecedor, o estudo numérico e os ensaios experimentais realizados com o pêndulo invertido.

O quinto e último capítulo apresenta as conclusões obtidas durante o trabalho descrito nesta dissertação e algumas sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 EDIFÍCIOS ALTOS

A contínua evolução econômica global e sobretudo o aumento populacional nas áreas urbanas fez com que surgissem, desde o final do século XIX, edifícios cada vez mais altos, para todas as finalidades de uso, sobretudo com a popularização do aço como material estrutural, que substituiu o uso do ferro fundido e contribuiu de maneira significativa com a evolução das técnicas de construção de estruturas.

De acordo com o Conselho de Edifícios Altos e Habitat Urbano (CTBUH), sediado em Chicago, EUA, não há uma definição absoluta para considerar determinado edifício como “alto”, pois esta definição é subjetiva e deve levar em consideração um ou mais dentre os seguintes aspectos (ilustrados na Figura 2.1):

1. Altura Relativa no contexto local: de acordo com o CTBUH, um edifício de quatorze pavimentos, por exemplo, não pode ser considerado alto se estiver localizado em uma cidade repleta de “arranha-céus”, mas se estiver localizado em uma região provinciana ou rural, este mesmo edifício pode ser bem mais alto do que o comum para a região;
2. Proporção: Podem haver inúmeros edifícios que, mesmo não havendo particularmente grande altura absoluta, sejam esbeltos o suficiente para se comportarem como altos. Da mesma maneira, um edifício que seja alto, mas ao mesmo tempo tenha uma área de projeção muito grande, não tem as características de um “edifício alto”;
3. Uso de tecnologias comuns a edifícios altos: Por exemplo, edifícios dotados de tecnologias específicas de transporte vertical, contraventamento especial para cargas de vento, amortecedores de vibrações, entre outros.



Figura 2.1 – Ilustração dos conceitos de “altura relativa” (a) e “Proporção” (b). (Fonte: CTBUH, 2017).

Assim, se um edifício for relevante em um ou mais dos aspectos citados, pode ser considerado “alto”. À essa lista, Khan (1965) acrescenta ainda a magnitude dos esforços causados por carregamentos laterais e as respostas, estáticas ou dinâmicas, a estes carregamentos.

O Conselho de Edifícios Altos e Habitat Urbano apresenta ainda dois subgrupos adicionais, dentre os edifícios altos: os edifícios "Super Altos", que apresentam altura superior a 300 metros de altura, e os "Mega Altos", com mais de 600 metros de altura (Figura 2.2). Ainda segundo este conselho, atualmente existem 125 edifícios super altos e apenas 3 mega altos concluídos globalmente.

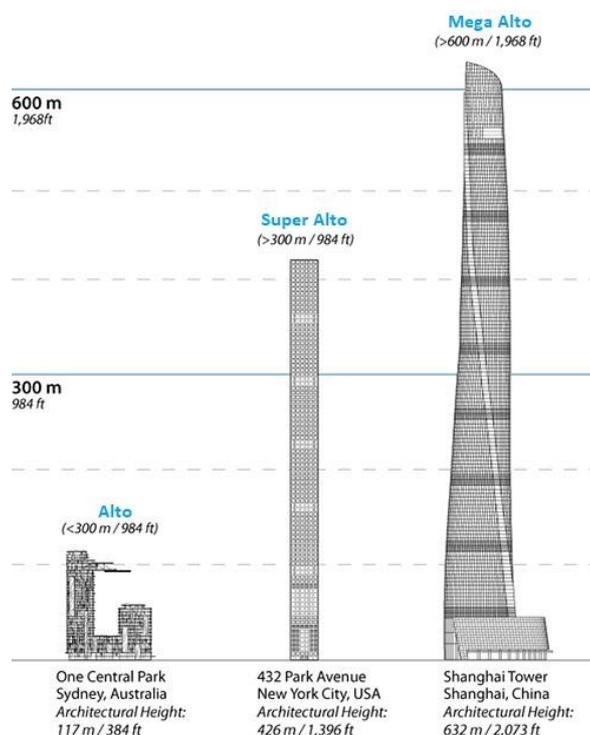


Figura 2.2 – Representação de edifícios super altos e mega altos. (Fonte: CTBUH, 2017).

É importante destacar que existem três maneiras de se considerar a altura de um edifício: altura até o topo arquitetônico do edifício (incluindo torres, mas não antenas), altura até o pavimento ocupado mais alto e altura até o ponto mais alto do edifício. De maneira geral, os *rankings* que elencam os edifícios por altura utilizam o primeiro critério para a classificação. A figura 2.3 mostra os dez edifícios mais altos do mundo atualmente concluídos.

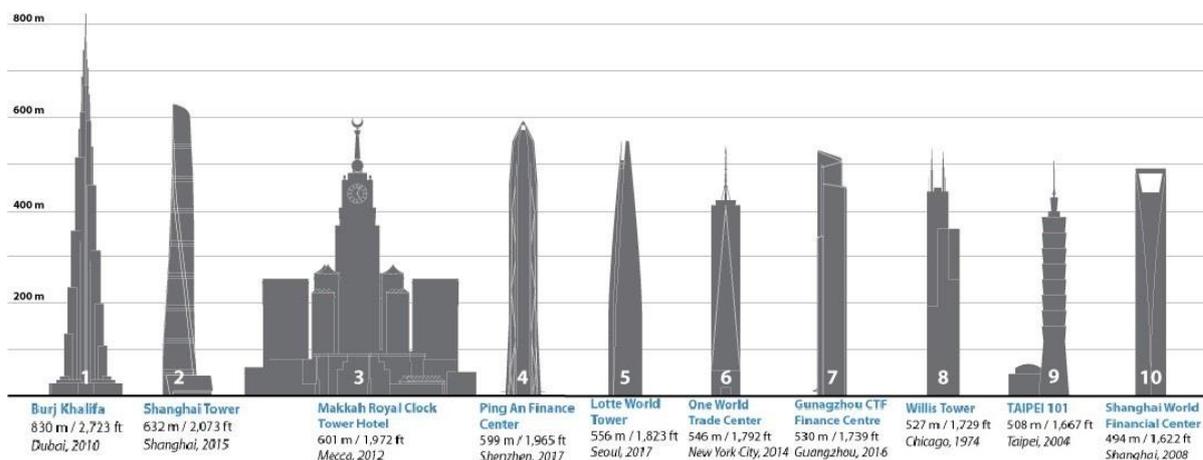


Figura 2.3 – Os dez edifícios mais altos do mundo. (Fonte: CTBUH, 2017).

Edifícios muito altos podem empregar vários materiais em sua estrutura, a depender da localidade, da disponibilidade local, da mão de obra utilizada e da destinação da edificação. Ainda assim, o uso do concreto por vezes é limitado a edifícios menores ou a partes inferiores de torres de grandes alturas, devido ao alto peso específico do concreto armado e à dificuldade de se bombear o concreto à grandes alturas. Desta maneira, de acordo com Rizk (2010), os pavimentos mais altos e torres com altura superior a 400 metros, empregam o aço como material estrutural principal.

No entanto, o edifício mais alto do mundo, independente do critério utilizado para medição, é o Burj Khalifa, que com seus 828 metros de altura, apresenta um núcleo de concreto armado de 586 metros de altura. Com esta marca, o Burj Khalifa bateu o recorde de maior altura de bombeamento de concreto, anteriormente pertencente ao edifício Taipei 101, localizado em Taiwan. Aldred (2010) apresenta os desafios da construção do edifício, sobretudo o que diz respeito à dosagem e especificação do concreto de alto desempenho (com resistência característica à compressão de 60 MPa) e os efeitos sofridos pelo material devido ao

bombeamento. Na figura 2.4 é possível ver a altura do Burj Khalifa e a maneira como ele se sobressai no horizonte de Dubai.



Figura 2.4 – Burj Khalifa e o horizonte de Dubai. (Fonte: Aldred, 2010).

O segundo edifício mais alto do mundo atual, Shanghai Tower (Figura 2.5), mede 632 metros de altura e apresenta estrutura mista em concreto armado e aço. Localizado em Shanghai, China, este edifício apresenta inúmeras inovações em seus sistemas construtivos e estruturais. A torre, de uso misto, possui 124 pisos acima do nível térreo e possui estrutura tubular, em pórticos “contorcidos” contraventados, separados por uma cortina intermediária e outra externa (Figura 2.6) (Lu et al., 2016; Zhang et al., 2016).



Figura 2.5 – Shanghai Tower. (Fonte: Mass et al., 2010).

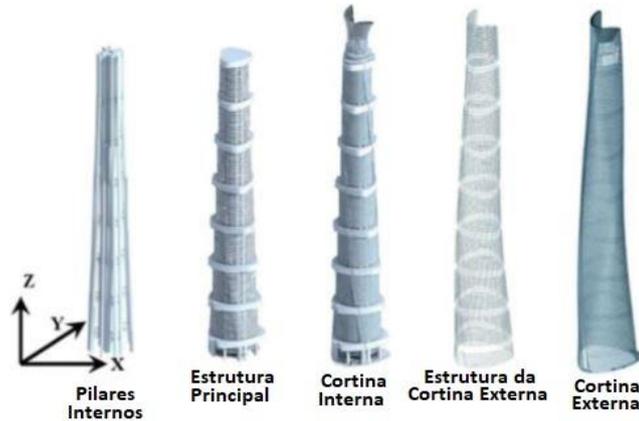


Figura 2.6 – Sistemas Estrutural e de Fachada do Shanghai Tower (Fonte: Lu et al., 2016).

Para edifícios de grande altura, os esforços laterais e, sobretudo, as ações devido ao vento e à atividade sísmica são geralmente consideradas como cargas predominantes de projeto (Kim et al., 2015). Isto porque grandes movimentações podem causar danos a elementos estruturais ou não estruturais do edifício e, também, desconforto aos usuários do edifício de maneira significativa. Estas estão entre as principais razões pelas quais as vibrações nos edifícios devem ser controladas.

2.2 CONTROLE ESTRUTURAL

Edifícios altos e esbeltos costumam apresentar grande flexibilidade e, portanto, são vulneráveis a ações de cargas dinâmicas, como terremotos, ventos e até ocupação por usuários ou máquinas. Assim, estas estruturas podem sofrer com vibrações excessivas, o que pode causar desconforto aos usuários ou comprometer a segurança do edifício. Em situações como estas, pode-se lançar mão do Controle Estrutural, que pode ser implementado de diferentes maneiras, como promover alterações nas propriedades de rigidez e amortecimento da estrutura ou aplicar forças adicionais de maneira ativa ou passiva.

Durante a Segunda Guerra Mundial conceitos como isolamento, absorção e amortecimento de vibrações foram desenvolvidos e efetivamente aplicados a estruturas de aeronaves. Ainda que inicialmente utilizadas no campo da Engenharia

Aeroespacial, as técnicas de controle rapidamente foram incorporadas às estruturas civis de infraestrutura, como pontes e edifícios (Housner et al., 1997).

A pesquisa e aplicação de controle para estruturas de engenharia civil incluem estudos analíticos e verificações experimentais que, ao longo das últimas décadas, tiveram vários algoritmos e dispositivos desenvolvidos, modificados e investigados por vários grupos de pesquisadores (Pnevmatikos & Thomos, 2014). As técnicas de controle dividem-se em controle passivo, controle ativo, controle semi-ativo e controle híbrido.

2.2.1 CONTROLE PASSIVO

Em geral, as técnicas de controle passivo são aquelas que lançam mão da instalação de dispositivos que alteram as características de rigidez e massa da estrutura a fim de reduzir a dissipação da energia proveniente de carregamentos dinâmicos através dos membros da estrutura principal (Inman, 2017).

Os sistemas passivos, resumidos na Figura 2.7, incluem amortecedores de massa sintonizados (AMS), sistemas de isolamento sísmico (isolamento de base), dissipadores mecânicos de energia, entre outros. O desenvolvimento desses sistemas permitiu aplicações significativas em edifícios, pontes e instalações industriais, em quase todos os países sísmicamente ativos do mundo, mas principalmente na Itália, Japão, Nova Zelândia e Estados Unidos (Buckle, 2000).

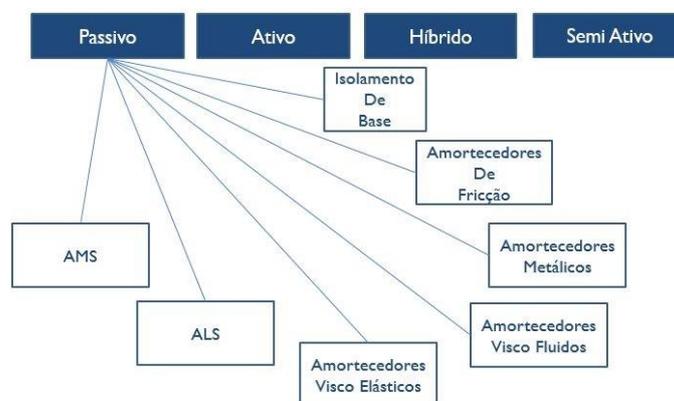


Figura 2.7 – Principais sistemas passivos de controle estrutural.

Algumas das principais vantagens do controle passivo são o fato de não requererem tecnologia de ponta, além de não necessitarem de uma manutenção permanente e nem dependerem de fontes externas de energia (Jurukovski et al., 1995). No entanto, de acordo com Buckle (2000), existem limitações ao uso destes sistemas e estes merecem mais estudos e pesquisas. Isto porque eles podem apresentar comportamento pouco eficiente durante pequenos e grandes terremotos, além da falta de certeza sobre os estados limites finais em eventos inesperados e de grande magnitude. O autor comenta ainda que a disponibilidade limitada de orientações para o projeto destes dispositivos em livros e normas são impedimentos para uma aplicação prática mais ampla desses sistemas.

Inman (2017) destaca ainda que estes dispositivos são projetados de forma a afastar uma das frequências ressonantes das frequências de excitação. Assim, eles funcionam eficientemente dentro de uma determinada faixa de frequência. Como as características da maioria dos carregamentos dinâmicos naturais, como ventos e terremotos, são de natureza aleatória, este tipo de controle pode perder a sua eficiência.

Um dos principais e mais aplicados sistemas passivos de controle é o chamado isolamento de base, ilustrado na Figura 2.8. Trata-se da introdução de uma camada com baixa rigidez lateral entre a estrutura principal e sua fundação. Desta maneira, a estrutura passa a ter um período natural muito maior do que teria se fosse fixa, reduzindo as acelerações e esforços causados por sismos à estrutura (Bagherinejad et Al., 2017).

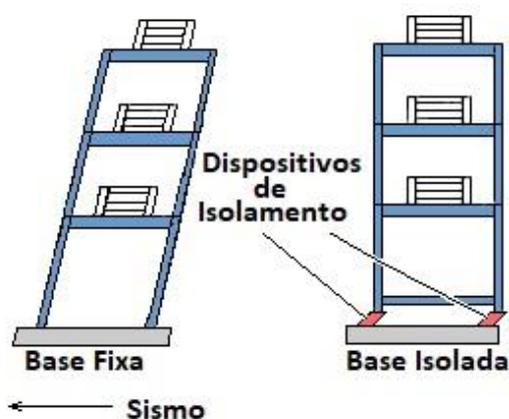


Figura 2.8 – Isolamento de Base (Fonte: Harkare, 2015).

Luco (2014) investigou os efeitos da interação solo-estrutura em sistemas de isolamento de base e concluiu que a natureza dos efeitos de interação solo-estrutura na resposta ressonante do isolador e da superestrutura dependem do amortecimento viscoso no isolador, da magnitude da excitação sísmica harmônica e do parâmetro de rigidez relativa. Segundo o autor, em geral, estes efeitos levam a um aumento na resposta ressonante do isolador e da superestrutura.

Bagherinejad et. al. (2017) analisaram a viabilidade econômica de um sistema de isolamento de base para a proteção sísmica de estruturas apertadas em concreto armado de altura média e concluíram que, devido à utilização de isoladores de base, o custo geral da estrutura diminuiu em mais de 20% incluindo, principalmente, volume de concreto e taxas de armadura.

Apesar de ser um sistema tipicamente passivo, nas últimas décadas Spencer e Johnson (2014) e Chen et al. (2014) estudaram em sistema de isolamento de base inteligente, composto por rolamentos elastoméricos e dispositivos de amortecimento controláveis.

Os amortecedores de fricção e metálicos compõem um outro grupo de amortecedores passivos. Os primeiros baseiam-se no mecanismo de dissipação de energia através do atrito entre dois elementos sólidos, deslizando-se um em relação ao outro. Já nos amortecedores metálicos, que também podem ser de fricção, a energia é dissipada através do comportamento histerético e deformação inelástica do metal, utilizando a deformação relativa entre os membros da estrutura principal de forma que a deformação no amortecedor dissipe parte da energia de vibração e amortea o movimento da estrutura (Teruna et al., 2014).

De acordo com Li et al. (2013), os amortecedores metálicos se aproveitam da deformação inelástica de materiais metálicos sob carregamento cíclico para dissipar a energia de terremotos. Na Figura 2.9, pode-se ver dois exemplos de amortecedores metálicos instalados em edifícios.



Figura 2.9 – Amortecedores Metálicos (Fonte: Teruna et Al., 2014).

Vários tipos diferentes de amortecedores metálicos foram propostos nos últimos anos. Mahjoubi e Maleki (2016) propuseram recentemente um amortecedor metálico de dupla tubulação (Figura 2.10), que teoricamente apresentariam algumas vantagens sobre muitos amortecedores metálicos disponíveis, tais como: leveza, baixo custo, fabricação simples, grande capacidade de carga, grande energia dissipada em relação ao peso e grande capacidade de deformação (30% a 36% de altura). De acordo com os autores, estas vantagens o tornam uma solução econômica e efetiva para a dissipação de energia de maneira passiva, tanto em novas estruturas como em *retrofit* de estruturas existentes.

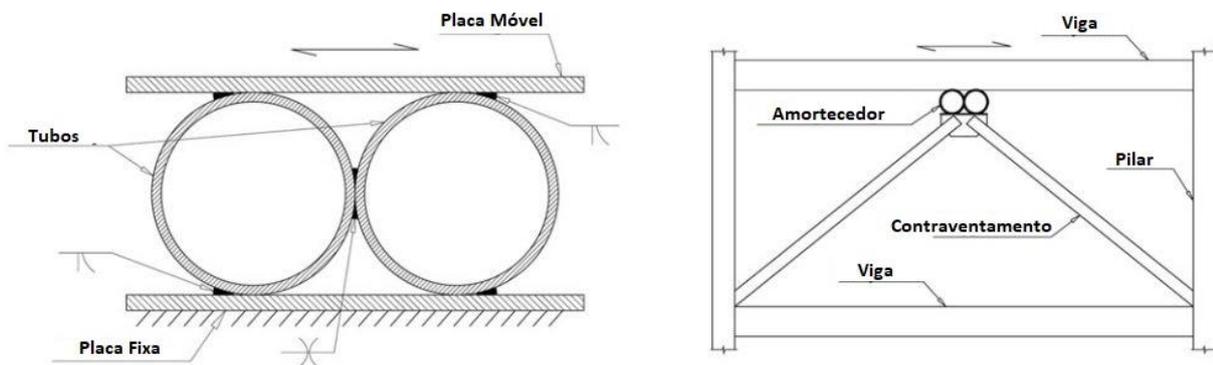


Figura 2.10 – Configuração do amortecedor de dupla tubulação (a) e posicionamento do amortecedor na estrutura (b) (Fonte: Mahjoubi et al., 2016)

Outra importante classe de amortecedores passivos é composta pelos viscoelásticos e viscofluidos. Os viscoelásticos apresentam uma camada de material viscoelástico entre dois elementos rígidos que podem se movimentar entre si, sendo quase toda deformação devida ao cisalhamento, dissipando mais energia do que se a deformação do material fosse longitudinal. Já os viscofluidos (Figura 2.11) dissipam energia através da conversão de energia mecânica em calor,

através da movimentação de um pistão cilíndrico contra uma substância viscosa (Housner et al.,1997; Soong & Dargush 1997).



Figura 2.11 – Amortecedor Viscofluido em base de edifício (Fonte: Soong & Dargush, 1997).

Banisheikholeslami et al. (2015) propuseram um amortecedor que é uma combinação de amortecedores viscoelástico e histerético, para ser posicionado em conexões viga-pilar de estruturas metálicas. O amortecedor consiste em uma placa de apoio em forma de T, uma camada de borracha viscoelástica e um segmento pequeno de seção I, aparafusados (Figura 2.12). De acordo com os autores, o amortecimento advindo do comportamento viscoelástico da borracha seria incrementado com amortecimento histerético proveniente dos parafusos.

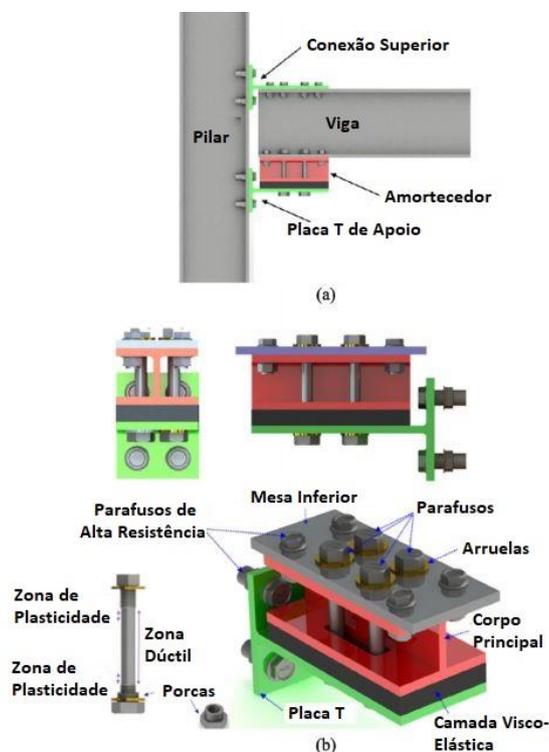


Figura 2.12 – Vista geral do amortecedor (a) e Detalhe (b) (Fonte: Banisheikholeslami et al., 2015)

Além de todos os tipos citados anteriormente, provavelmente os que mais se encontram aplicados em estruturas civis, juntamente com o isolamento de base, são os amortecedores de líquido sintonizado (ALS) e de massa sintonizado (AMS). Ambos têm como princípio básico a adição de massa extra à estrutura. No ALS, esta massa é um líquido, que absorve energia através da ação viscosa do líquido e das ondulações produzidas pelos movimentos oscilatórios (Soong & Dargush 1997).

Segundo Ong et al. (2017) o ALS é considerado vantajoso devido ao custo relativamente baixo, fácil instalação e maior facilidade para manutenção, além de ser mais eficaz na supressão de vibrações de pequena amplitude e em uma ampla gama de frequências de excitação. Os autores pesquisaram a aplicação do ALS em edificações de alvenaria, buscando a redução das respostas de estruturas existentes. Um exemplo de aplicação do ALS é a *Sydney Tower*, na Austrália (Figura 2.13).

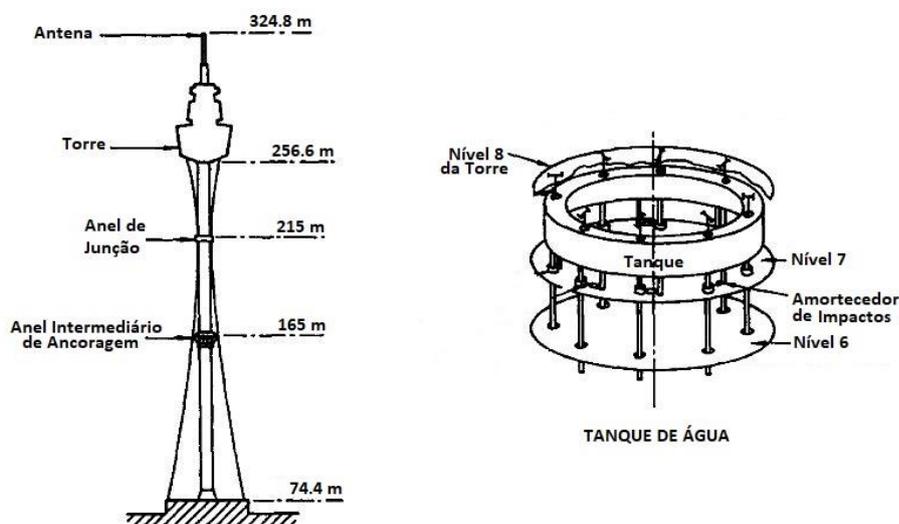


Figura 2.13 – ALS instalado na *Sydney Tower* (Fonte: Kwok, 1995).

Já o Amortecedor de Massa Sintonizado (AMS), basicamente um sistema massa-mola-amortecedor adicional, absorve parte da energia cinética que seria dissipada pelos membros da estrutura. O AMS tem sua frequência sintonizada a uma frequência particular da estrutura para que o amortecedor vibre fora de fase com a mesma, transferindo a energia desta para ele. Em edifícios altos,

dependendo da frequência da estrutura, a resposta do primeiro modo da estrutura com um AMS sintonizado na frequência deste modo pode ser reduzida consideravelmente, mas, em geral, as respostas associadas aos modos mais altos são apenas levemente reduzidas ou, até mesmo, amplificadas (Housner et al, 1997 *apud* Avila, 2002).

O conceito de amortecedor de massa sintonizado foi primeiro utilizado por Frahm (1909), na tentativa de reduzir o balanço dos navios devido às ondas marítimas. Posteriormente, Den Hartog (1940), detalhou a busca por parâmetros ótimos, tendo como foco principal a razão de massa do AMS. No entanto, Bekdas e Nigdeli (2013) afirmam que as expressões de Den Hartog são definidas para excitações de carregamento harmônico e que com uma certa quantidade de amortecimento no sistema principal, não é possível utilizar estas expressões ótimas. Por esse motivo, propuseram uma busca pelos parâmetros ótimos de um AMS através da busca harmônica, um método de otimização meta-heurístico baseado em memória que imita o processo de improvisação em música.

Daniel et al. (2014) apresentaram uma metodologia formal de otimização para o projeto sísmico de múltiplos amortecedor de massa, tendo como objetivo o controle multimodal de edifícios tridimensionalmente irregulares. Para isto, utilizaram o Método do Gradiente.

Lucchini et al. (2014) propuseram um método para o projeto de AMS para proteção sísmica de edifícios de múltiplos pavimentos, tendo como parâmetros de projeto a massa, frequência e localização dentro da estrutura. Neste estudo, os autores levaram em consideração incertezas nas propriedades do edifício e da excitação sísmica e realizaram análises paramétricas em sistemas caracterizados por diferentes propriedades, mostrando a importância dos efeitos produzidos pela variação de tais propriedades no projeto ideal do AMS.

Barone et Al. (2015) analisaram a eficácia do uso de fachadas duplas como absorvedor dinâmico de vibrações. De acordo com os autores, estas fachadas, que consistem em um envelope composto por várias camadas separadas por cavidades ventiladas, possuem muitas vantagens, pois permitem a combinação do conforto causado pelos fluxos de ar e ruído e da estética agradável de fachadas de vidro

com a possibilidade de reduzir significativamente as respostas sísmicas da estrutura.

Uma das geometrias alternativas do AMS é o formato de um pêndulo. O pêndulo é preso à estrutura e o movimento da mesma excita o dispositivo, transferindo parte da energia de um sistema para o outro, reduzindo a demanda de dissipação de energia nos elementos estruturais. Este tipo de amortecedor tem seu período de vibração dependente do comprimento do seu cabo, e só pode ser considerado como um oscilador linear quando as amplitudes de vibração são pequenas (Oliveira, 2012; Sun et al., 2014).

Avila e Perroni (2006) avaliaram numérica e experimentalmente a eficiência de um AMS na forma de pêndulo invertido em relação à redução dos deslocamentos de uma estrutura em modelo reduzido, realizando ainda um estudo paramétrico para determinar a razão ideal de massa e comprimento do cabo para incrementar a eficiência do dispositivo. Zuluaga (2007) e Oliveira (2012) avaliaram numericamente a eficiência de um amortecedor de massa sintonizado do tipo pêndulo na redução dos deslocamentos, velocidades e acelerações de uma estrutura submetida a excitações provocadas por sismos e pelo vento.

Wang e Hung (2014) investigaram os efeitos de um AMS pendular na vibração de um corpo rígido fino bidimensional com ressonância interna, através de um modelo teórico que considera um corpo rígido delgado com dois graus de liberdade, suportado por molas não lineares em ambas as extremidades, onde um AMS pendular é suspenso por uma mola de torção não linear. Este estudo concluiu que, sem alterar a configuração do sistema principal, as amplitudes de vibração podem ser significativamente reduzidas sob certas combinações de parâmetros do AMS.

Sun et al. (2014) investigaram de maneira experimental o controle das vibrações de uma estrutura primária através da utilização, em paralelo, de um AMS não linear e um AMS pendular com comprimento ajustável. Esta utilização simultânea dos dois absorvedores se mostrou capaz de absorver e dissipar significativamente a energia proveniente da excitação, mantendo ainda sua eficácia em uma grande faixa de frequência.

Existe ainda a possibilidade de se utilizar um AMS no formato de pêndulo invertido, previamente estudado por Ahn et al. (2007), Guimarães et al. (2014) e Majcher e Wójcicki (2014), entre outros. Mais detalhes sobre este formato e suas formulações matemáticas serão apresentados no capítulo 3.

Um dos primeiros edifícios a receber um dispositivo AMS foi o *John Hancock Tower* em Boston nos EUA, no qual foram adicionados dois amortecedores no sexagésimo pavimento com a função de diminuir a resposta do edifício devido a rajadas de vento.

Outros dois exemplos de edifícios com AMS instalados são o *Chifley Tower* (Figura 2.14), em Sydney e o *Taipei 101* (Figura 2.15), em Taiwan. Em ambos os casos os AMS são do tipo pêndulo. O *Taipei 101*, inclusive, de 2004 a 2010 foi considerado o edifício mais alto do mundo, sendo ultrapassado posteriormente pelo *Burj Khalifa*, construído em Dubai.

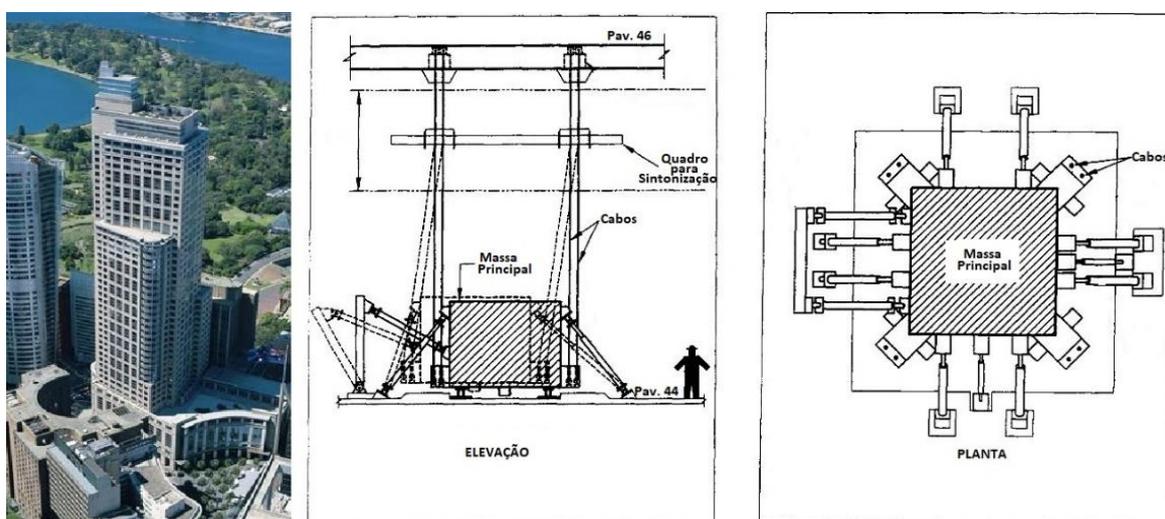




Figura 2.15 – Taipei 101 (a) e AMS pendular instalado na estrutura (b) e (c).
(Fonte: Oliveira, 2012).

2.3 OTIMIZAÇÃO

Otimizar algo significa buscar o melhor resultado de um determinado problema, satisfazendo determinadas restrições inerentes ao problema (Haftka e Gurdal, 1991). Segundo Arora (2004), a otimização é um campo consolidado devido à extensa pesquisa que tem sido realizada ao longo dos últimos anos. Muitos tipos de problemas foram abordados e muitos tipos diferentes de algoritmos foram desenvolvidos e pesquisados. A metodologia tem sido utilizada em diferentes aplicações práticas e a gama de aplicações cresce continuamente.

Qualquer que seja o problema de otimização, pode-se dizer que ele é composto basicamente por três itens: a *função objetivo*, as *variáveis de projeto* e as *restrições*. As variáveis de projeto são os parâmetros que definem o sistema. Podem ser discretas ou contínuas e, em problemas de engenharia estrutural, geralmente são as dimensões das peças e propriedades dos materiais constituintes. A função objetivo é a função que se deseja otimizar, geralmente através de problemas de minimização ou maximização. As restrições, por sua vez, são exigências as quais a solução deverá satisfazer. Podem ser de desigualdade, limitando as variáveis de projeto a valores máximos ou mínimos, ou de igualdade, fixando as variáveis a um determinado valor.

Em algumas aplicações, várias funções objetivo precisam ser otimizadas simultaneamente. Estes são chamados de problemas de otimização multiobjetivo. Assim, um típico problema de otimização busca a melhor solução para uma ou mais funções objetivo definidas, obedecendo restrições impostas.

Segundo Holtz (2005), uma otimização pode ser realizada utilizando métodos determinísticos ou estocásticos. Os métodos determinísticos ou clássicos, são aqueles que se baseiam e têm sua convergência definida a partir de teoremas. Estes métodos dependem fortemente do ponto de partida das variáveis e, a partir de então, é possível prever todos os passos. Os métodos estocásticos, por sua vez, avaliam a função objetivo introduzindo parâmetros gerados por eventos aleatórios. Segundo Colheirinhas (2016), com estes métodos é possível otimizar problemas com um grande número de variáveis e, por este motivo, o custo computacional pode se tornar bastante elevado.

Uma maneira de reduzir o número de soluções possíveis e, portanto, o custo computacional é dar certa “inteligência” a estes métodos. Por este motivo uma grande quantidade de formulações heurísticas tem sido desenvolvida para solucionar problemas com grande nível de complexidade. As heurísticas são técnicas inspiradas em processos intuitivos que procuram soluções satisfatórias (próximas da solução ótima). A partir da década de 1980, a união de conceitos das áreas de otimização e da Inteligência Computacional (IC) viabilizou a construção de estratégias “inteligentemente flexíveis” conhecidas como “Meta-Heurísticas” (Colheirinhas, 2016).

Dentre os principais algoritmos meta-heurísticos recentemente desenvolvidos, pode-se citar otimização por “Colônia de Formigas”, o “Recozimento Simulado”, a “Busca Tabu”, a busca através de “Redes Neurais” e os “Algoritmos Genéticos”. Mais detalhes sobre estes métodos podem ser encontrados em Sucupira (2004).

2.3.1 ALGORITMOS GENÉTICOS

Muitos problemas de otimização são caracterizados por variáveis discretas e espaços de soluções factíveis descontínuos e não convexos. Se as técnicas tradicionais forem usadas para este tipo de problema, elas serão ineficazes e computacionalmente caras. Os algoritmos genéticos (AGs) são bem adequados para resolver esses problemas e na maioria dos casos tem alta probabilidade de encontrar a solução ótima (Rao, 2009).

Os algoritmos genéticos são baseados nos princípios da seleção natural, utilizando elementos básicos da genética para a evolução populacional na busca, como reprodução, *crossover* e mutação.

Inicialmente uma população inicial é criada com cromossomos que apresentam valores aleatórios a partir de uma distribuição uniforme dentro de restrições pré-estabelecidas. Estes cromossomos são avaliados através de uma função objetivo e participam de um processo de seleção onde os mais aptos possuem maior capacidade de transferir suas características para as próximas gerações através do cruzamento.

Uma parcela mínima da população poderá ter suas informações genéticas alteradas, como em um processo de mutação. Alguns métodos determinísticos podem ser utilizados, tais como o elitismo, que pode garantir que uma porcentagem dos melhores indivíduos sempre sobreviva para as gerações seguintes, assim como a dizimação pode eliminar uma parcela dos piores indivíduos da população (Colherinhas, 2016). A sequência lógica comumente adotada em Algoritmos Genéticos é apresentada em forma de fluxograma na Figura 2.16.

De acordo com Rao (2009), os AGs se diferem dos métodos clássicos de otimização nos seguintes aspectos:

1. Uma população de pontos é usada para iniciar o procedimento ao invés de um único ponto de partida. Se o número de variáveis de projeto for N , geralmente o tamanho da população é tomado de $2N$ a $4N$. Uma vez que vários pontos são usados como soluções candidatas, os AGs são menos propensos a ficarem “presos” em um ótimo local;
2. Os AGs utilizam apenas os valores da função objetivo e não necessitam utilizar as derivadas no procedimento de busca;
3. Em todas as novas gerações, um novo conjunto de pontos é produzido a partir da seleção aleatória de pais da geração anterior e do cruzamento entre eles. Embora sejam aleatorizados, os AGs não são técnicas simples de busca aleatória. Eles exploram eficientemente as novas combinações com o conhecimento disponível para encontrar uma nova geração com melhor ajuste ou valor ótimo para a função objetivo.

Os AGs possuem aplicações em diversas áreas científicas, das quais podem ser citados problemas de otimização de soluções, aprendizado de máquina, desenvolvimento de estratégias e fórmulas matemáticas, análise de modelos econômicos, problemas de engenharia, diversas aplicações na Biologia, como simulação de bactérias, sistemas imunológicos, ecossistemas, descoberta de formato e propriedades de moléculas orgânicas (Mitchell,1998).

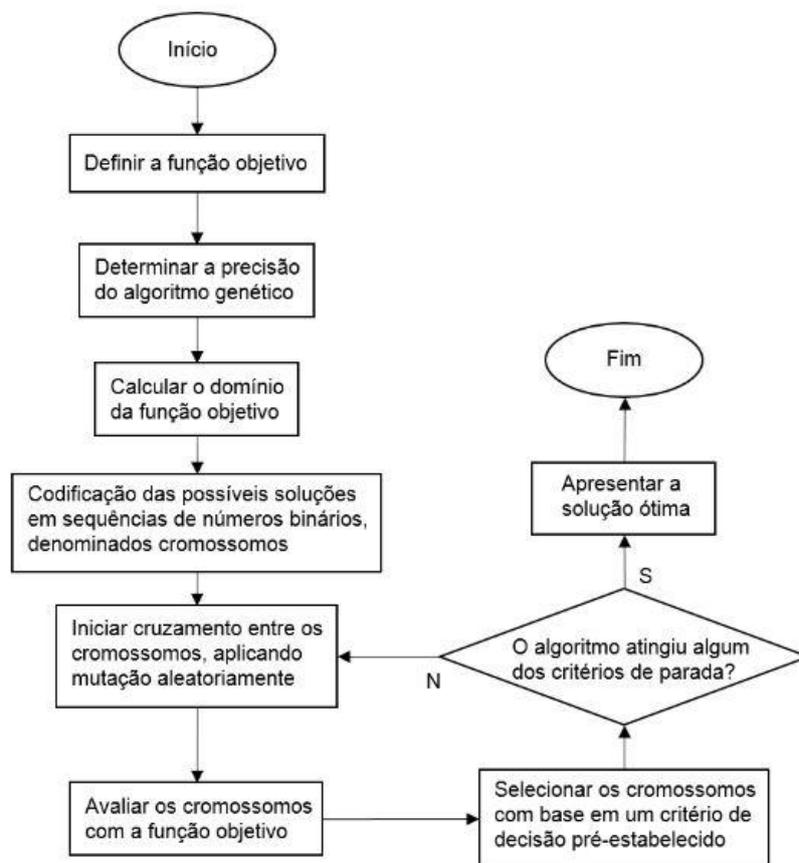


Figura 2.16 – Fluxograma da sequência lógica de um Algoritmo Genético (Fonte: Colherinhas, 2016).

3. APRESENTAÇÃO, CARACTERIZAÇÃO E MODELAGEM DO EXPERIMENTO

Para simular experimentalmente o comportamento de um edifício alto, um modelo reduzido foi construído. Este modelo consiste em dez módulos de aço SAE 1020, com módulo de Young igual a 205 GPa e peso específico igual a 7870 kg/m³. Cada módulo (Figura 3.1) é composto por duas placas ligadas por quatro colunas, tendo todas as placas e colunas espessura de 6,3 mm e largura de 20 mm. O restante das dimensões está definido na Figura 3.2.



Figura 3.1 – Módulo de aço utilizado

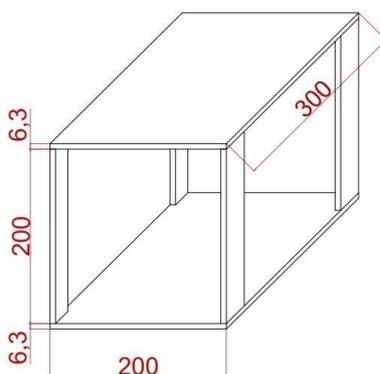


Figura 3.2 – Dimensões teóricas das peças constituintes do módulo utilizado em mm

Apesar das dimensões teóricas dos elementos do módulo serem as mesmas para os dez módulos utilizados, sabe-se que pequenas variações podem ocorrer durante o processo de construção destas estruturas. Deste modo, todos os módulos depois de prontos tiveram suas placas, colunas e furos medidos. Além

disso, todos os parafusos e porcas utilizados também foram pesados e separados para que fossem sempre utilizados nas mesmas posições e nos mesmos níveis. Cada conjunto de porcas e parafusos tinha uma massa total média de 0,04 Kg.

Para a montagem do modelo (Figura 3.3) o primeiro módulo foi fixado a uma base fixa existente no Laboratório de Vibrações da Universidade de Brasília. Os outros módulos foram aparafusados um a um, com arruela somente sob a porca, onde todos os parafusos foram apertados igualmente sob torque de 5 kgf.m, com auxílio de um torquímetro. Assim, obteve-se a estrutura resultante com aproximadamente 2,12 metros de altura e esbeltez aproximada de 1:10.



Figura 3.3 – Modelo experimental montado

3.1 CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DA ESTRUTURA

Para obter as frequências naturais do modelo experimental, foram realizados dois ensaios com um martelo de impacto, um em cada direção (de menor inércia, X, e de maior inércia, Y) e dois acelerômetros: um para referência e outro para medição. Ambos os acelerômetros são do modelo 352C33, feitos de quartzo pela *PCB Piezotronics*, com sensibilidade de 100 mV/g. A estrutura foi excitada com um

impulso sempre no mesmo local, à meia altura. O acelerômetro de referência também foi posicionado à meia altura, enquanto o acelerômetro de medição foi posicionado no topo da estrutura, como mostrado na Figura 3.4. Os sinais, foram adquiridos no domínio do tempo por um sistema de aquisição e registrados com o *software LabView*. As FRF's foram obtidas aplicando a Transformada Rápida de Fourier sobre os sinais obtidos em ambiente *Matlab*. A tabela 3.1 mostra as 3 primeiras frequências ressonantes da estrutura obtidas para cada uma das direções consideradas, também mostradas nas Funções de Resposta em Frequência obtidas. A Figura 3.5 apresenta as Funções de Resposta em Frequência.

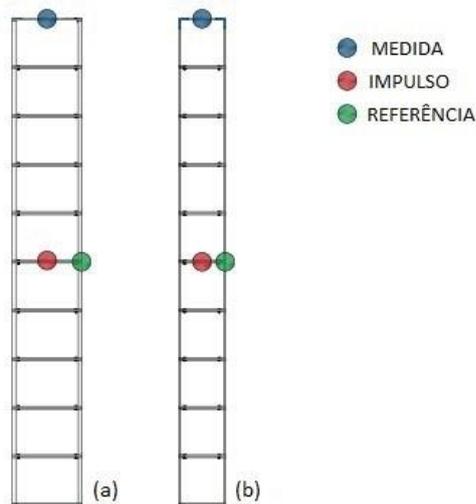


Figura 3.4 – Diagrama de posicionamento dos acelerômetros e do impulso no ensaio de vibração livre para a direção de menor inércia (X) (a) e maior inércia (Y) (b).

Tabela 3.1 – Frequências de Ressonância

Modo	$\omega_X(\text{Hz})$	$\omega_Y(\text{Hz})$
1	4,04	6,85
2	12,15	21,80
3	23,60	32,10

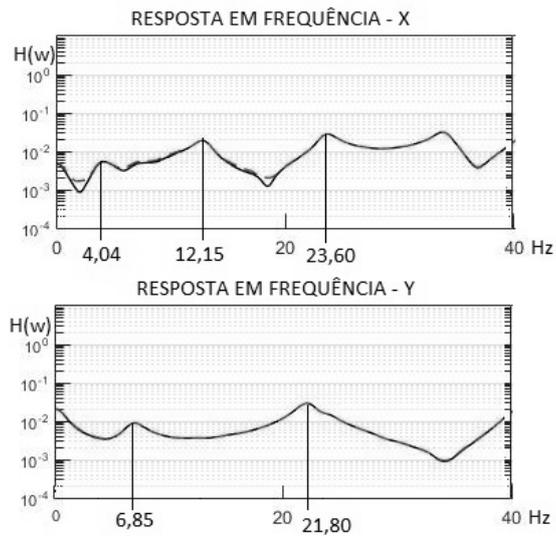


Figura 3.5 – Funções de Resposta em Frequência

3.2 MODELAGEM NUMÉRICA POR ELEMENTOS FINITOS

Um modelo em elementos finitos (Figura 3.6) foi construído no *software* ANSYS® (Pippi et Al., 2018), para estudar possíveis influências externas no ensaio apresentado, incluindo a presença de modos torcionais.

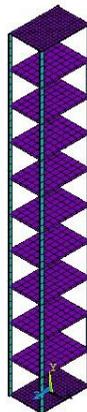


Figura 3.6 – Modelo em elementos finitos do edifício experimental.

Para a modelagem das colunas utilizou o elemento BEAM4 e os pavimentos foram modelados com o elemento SHELL63. Os quatro parafusos que unem a

estrutura à placa fixam no piso foram simulados com a utilização dos elementos de mola COMBIN14, com rigidez calibrada pelos resultados experimentais.

Para fins de comparação com os resultados experimentais, realizou-se uma análise no domínio da frequência onde uma força aplicada no mesmo ponto de localização do ensaio teve sua frequência variada. As três primeiras frequências obtidas a partir desta análise são apresentadas na Tabela 3.2. Os modos correspondentes foram, respectivamente, translação na direção de menor inércia, translação na direção de maior inércia e torção.

Tabela 3.2 – Frequências Naturais – Modelo em Elementos Finitos

Modo	Frequência (Hz)	Descrição
1	4,03	Translação em x
2	6,85	Translação em y
3	12,15	Torção

Como a rigidez das molas na base do modelo numérico foi calibrada a partir dos resultados experimentais mostrados na Tabela 3.1, as frequências obtidas foram bem próximas às experimentais. Assim, o modelo numérico em elementos finitos mostrou uma boa concordância com a estrutura real, servindo de referência para a análise do comportamento desta e visualização dos modos de vibração nas duas direções, sobretudo os modos torcionais.

3.3 MODELAGEM DO PÓRTICO COMO *SHEAR FRAME*

O modelo físico apresentado foi modelado, em sua direção de menor rigidez, também como um pórtico plano do tipo *shear frame* com dez graus de liberdade, ilustrado na Figura 3.7. Esta é uma simplificação que não considera o efeito axial das colunas e supõe engaste perfeito na base, além de pressupor que toda a massa está concentrada nos níveis dos pavimentos, que possuem rigidez infinita. Juntas,

estas hipóteses permitem assumir que os deslocamentos em cada andar podem ser descritos por um único grau de liberdade translacional. Assim, apenas dez graus de liberdade são necessários para descrever os deslocamentos da estrutura.

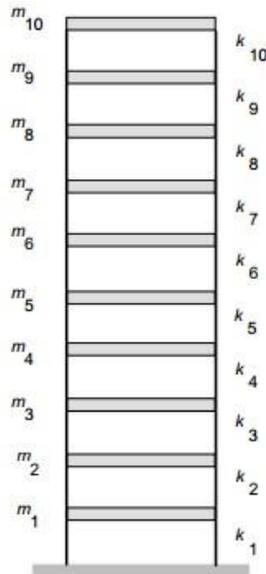


Figura 3.7 – *Shear Frame* com 10 graus de liberdade

A massa de cada andar foi considerada como a massa total das placas, parafusos e porcas, subtraindo-se a massa dos furos. A rigidez de cada andar foi assumida como a soma das rigidezes de todas as colunas do andar, na direção considerada, de acordo com a equação 3.1, onde k_n é a rigidez de cada coluna, E é o módulo de Young, I é o momento de inércia da seção transversal e L_n é o comprimento da coluna, considerada como bi engastada, devido às soldas presentes entre a mesma e as placas.

$$k_n = \frac{12EI}{L_n^3} \quad (3.1)$$

Assim, chegou-se às propriedades de massa e rigidez da estrutura, mostradas na Tabela 3.3, através das quais foi possível definir numericamente, por meio da análise de vibração livre com auxílio do *software Matlab*, as frequências naturais teóricas resultantes. As três primeiras frequências, dentre as obtidas, foram

respectivamente 7,3488 Hz, 21,6324 Hz e 35,4883 Hz. As formas modais correspondentes são ilustradas na Figura 3.8.

Tabela 3.3 – Propriedades de Rigidez e Massa da estrutura considerada

N	Rigidez k_n (N/m)	Massa m_n (Kg)
1	500901,87	5,983
2	592060,49	6,009
3	513323,29	6,046
4	510294,3134	6,023
5	502349,2988	6,022
6	477039,3438	5,978
7	507729,2016	5,980
8	481335,9660	6,002
9	540480,7883	5,968
10	510765,8977	2,924

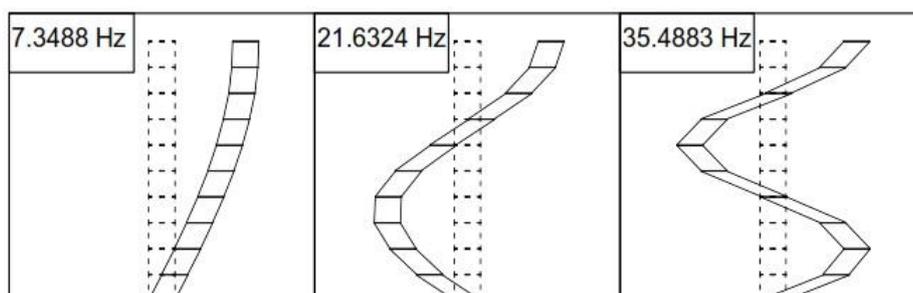


Figura 3.8 – Primeiras três formas modais do *Shear Frame* considerado

Apesar dos modos de vibração obtidos estarem de acordo com o esperado pela literatura e pelo modelo em elementos finitos, pode-se perceber grande disparidade entre os valores de frequências naturais. Assim, o modelo de *shear frame*, comumente adotado na literatura, não foi eficiente para representar o comportamento da estrutura. Isto se deve às simplificações impostas ao modelo

como, por exemplo, o engastamento perfeito da base e a concentração de toda a massa nos níveis dos pavimentos.

3.4 OBTENÇÃO DA RAZÃO DE AMORTECIMENTO POR VÍDEO

Para obtenção da razão de amortecimento da estrutura, ξ_1 , utilizou-se análise de imagens adquiridas por vídeo. Para que isto fosse possível, excitou-se a estrutura com um deslocamento inicial, deixando-a livre para vibrar, enquanto seu movimento foi captado por uma câmera DSLR à frequência de 30 quadros por segundo. Este procedimento foi repetido 5 vezes para que fosse utilizado o valor médio. Utilizando-se um ponto fixado no vídeo no último pavimento do edifício experimental, com o auxílio do *software CvMob*, foi possível capturar a trajetória deste ponto (Figura 3.9).

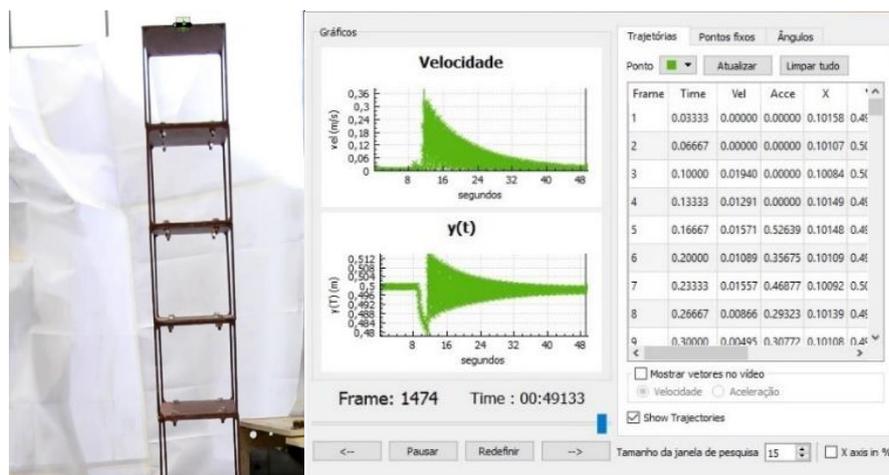


Figura 3.9 – Captura da trajetória do ponto fixado em vídeo

No ambiente *Matlab*, versão 2015, através da ferramenta *curve fitting toolbox*, foi possível fazer o ajuste dos pontos da trajetória capturada à função de resposta no domínio do tempo para um sistema livre amortecido:

$$y(t) = ae^{-bt} \sin(ct + d) + e \quad (3.2)$$

Sendo “a”, “b”, “c”, “d” e “e” os coeficientes obtidos após o ajuste, de onde é possível obter:

$$\omega_1^2 = c^2 + b^2 \quad (3.3)$$

e

$$\xi_1 = \frac{b}{\omega_1} \quad (3.4).$$

Assim, obteve-se $\xi_1=0,004$.

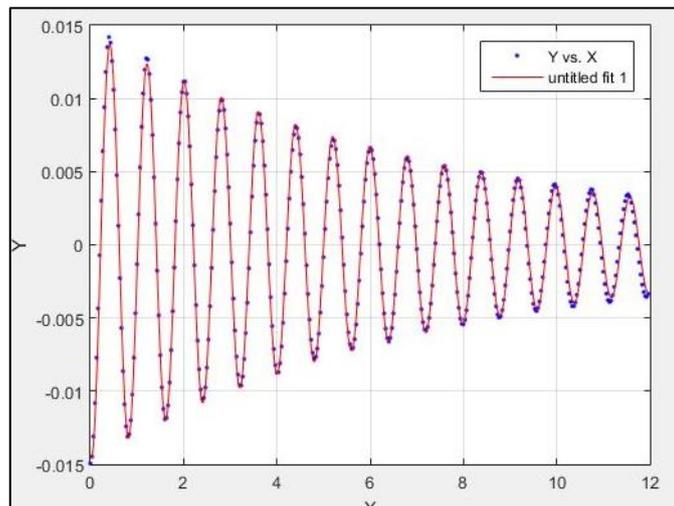


Figura 3.10 – Ajuste da trajetória capturada em vídeo com ferramenta *cftool*

3.5 REDUÇÃO PARA UM GRAU DE LIBERDADE

As equações de movimento da estrutura considerada são:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{y}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (3.5)$$

onde \mathbf{M} é a matriz de massa, \mathbf{C} é a matriz de amortecimento, \mathbf{K} é a matriz de rigidez, $\mathbf{F}(t)$ é o vetor de força dinâmica e $\mathbf{y}(t)$ é o vetor de deslocamento da estrutura.

No entanto, a resposta de sistemas com muitos graus de liberdade, como é o caso dos edifícios altos, pode ser obtida através de um modelo reduzido usando a técnica da redução modal (Soong e Dargush, 1997). Pode-se, então, aproximar o vetor de resposta dinâmico $\mathbf{y}(t)$, representando-o por uma única coordenada y_N e um único modo Φ_1 :

$$\mathbf{y} = \phi_1 \cdot y_N(t) \quad (3.6)$$

Substituindo a equação (3.6) na equação (3.5) e pré-multiplicando (3.5) por Φ_1^T , a equação de movimento (3.5) torna-se:

$$M_1 \cdot \ddot{y}_N(t) + C_1 \cdot \dot{y}_N(t) + K_1 \cdot y_N(t) = F(t) \quad (3.7)$$

onde $M_1 = \Phi_1^T M \Phi_1$ é a massa modal, $C_1 = 2M_1 \xi_1 \omega_1^2$, $K_1 = M_1 \omega_1^2$. As constantes ξ_1 e ω_1 são a razão de amortecimento e a frequência natural do modo, respectivamente. Desta maneira o sistema com vários graus de liberdade é reduzido a um sistema de um único grau de liberdade equivalente, onde os valores modais de massa, rigidez e amortecimento são usados, ao invés dos parâmetros físicos reais.

Com a técnica de redução modal apresentada e considerando $\xi_1=0,004$, obtido com análise de vídeo exposta, as propriedades do modelo equivalente de um único grau de liberdade, ilustrado na Figura 3.11, são dadas:

- $M_1=33,56$ Kg;
- $K_1=2,15 \times 10^4$ N/m;
- $C_1 = 6,80$ Ns/m.

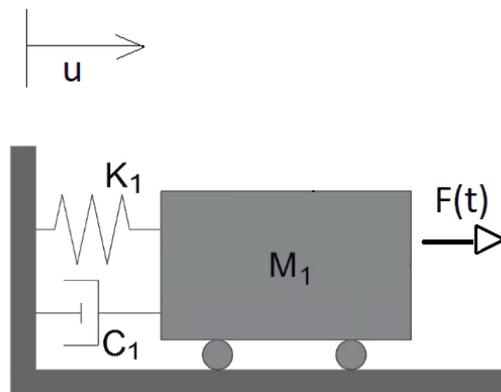


Figura 3.11 – Representação da estrutura por um oscilador de um grau de liberdade

4. AMS DO TIPO PÊNULO INVERTIDO

4.1 O MODELO DE PÊNULO INVERTIDO

Um amortecedor de massa do tipo pêndulo (AMSP) é um tipo especial de AMS, onde o sistema massa-mola é substituído por um pêndulo. Embora as equações de movimento não sejam lineares, elas podem ser linearizadas ao considerar pequenas amplitudes de oscilação do pêndulo. O movimento da estrutura primária excita o pêndulo, transferindo uma porção da energia mecânica e provocando uma redução na vibração do sistema primário.

AMSP's têm sido aplicados com sucesso no controle passivo de vibrações induzidas pelo vento de estruturas altas (Deraemaeker e Soltani, 2016). No entanto, de acordo com Ahn et al. (2007) e Guimarães (2016), apesar das inúmeras aplicações realizadas com pêndulos convencionais, estes têm o inconveniente de, às vezes, requerem muito espaço interno no edifício. Assim, o amortecedor de massa sintonizado do tipo pêndulo invertido (AMSPI) torna-se uma alternativa adequada, ainda que muito mais desafiadora. Isto porque, em relação ao pêndulo convencional, que é sempre estável, o modelo invertido pode ser estável ou instável.

Considera-se a estrutura previamente apresentada reduzida a um grau de liberdade, através de técnica explicada no capítulo 3, com massa M_1 , rigidez K_1 e coeficiente de amortecimento C_1 (Figura 3.11). O sistema a ser controlado foi submetido a um carregamento dinâmico $F(t)$. A equação de movimento é, então, dada pela equação 4.1, onde $u(t)$ é o deslocamento, $\dot{u}(t)$ é a velocidade e $\ddot{u}(t)$ é a aceleração da estrutura.

$$M_1\ddot{u}(t) + C_1\dot{u}(t) + K_1u(t) = F(t) \quad (4.1)$$

O amortecedor de massa sintonizado em questão é caracterizado por uma barra rígida com densidade de massa linear ρ e comprimento L , acoplado em uma extremidade à estrutura principal com rigidez K_d e coeficiente de amortecimento C_d . Uma massa M_d é concentrada na outra extremidade da barra (Figura 4.1).

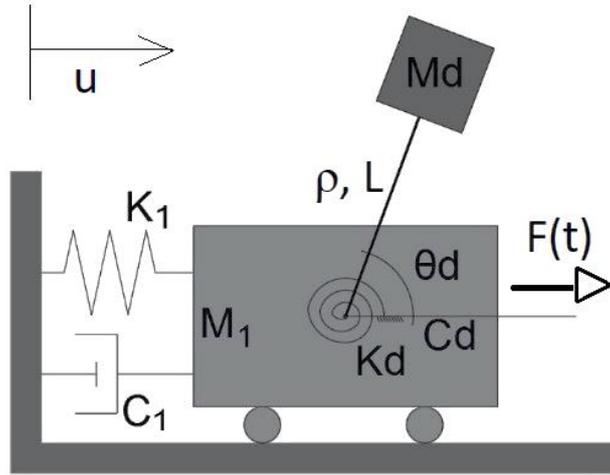


Figura 4.1 – Modelo de AMS em formato de Pêndulo Invertido para controlar vibrações

Considera-se que a amplitude angular é mantida dentro do regime de pequenos deslocamentos, para que se garanta o comportamento linear do modelo. Além disso, considera-se a vibração do sistema apenas em duas dimensões. Com estas hipóteses simplificadoras e seguindo a metodologia adotada por Ahn et al. (2007), onde x_1 , y_1 , x_d e y_d são as coordenadas da estrutura e da massa M_d e onde $u(t)$ é o deslocamento, $\dot{u}(t)$ é a velocidade e $\ddot{u}(t)$ é a aceleração da estrutura e $\theta_d(t)$ é o deslocamento relativo, $\dot{\theta}_d(t)$ a velocidade relativa e $\ddot{\theta}_d(t)$ é a aceleração relativa do pêndulo em relação à estrutura calcula-se a energia cinética do sistema, E_c :

$$E_c = \frac{1}{2} \left(M_1 \dot{x}_1^2 + M_d \dot{x}_d^2 + \int_0^L \rho \dot{x}_L^2 dL \right) = \frac{1}{2} \left(M_1 \dot{u}^2 + M_d (\dot{u} + L\dot{\theta}_d)^2 + \rho L (\dot{u}^2 + \dot{u}L\dot{\theta}_d + \frac{1}{3} (L\dot{\theta}_d)^2) \right) \quad (4.2)$$

A energia potencial do sistema, E_p , é dada por:

$$E_p = \frac{1}{2} K_d \theta_d^2 + \frac{1}{2} K_1 u^2 + M_d g y_d + \int_0^L \rho g y_L^2 dL = \frac{1}{2} K_d \theta_d^2 + \frac{1}{2} K_1 u^2 + M_d g L \cos \theta_d + \frac{1}{2} \rho L^2 g \cos \theta_d \quad (4.3)$$

A energia dissipativa do sistema, E_D é:

$$E_D = \frac{1}{2} (C_1 \dot{u}_1^2 + C_d \dot{\theta}_d^2) \quad (4.4)$$

Assim, através da Equação de Lagrange, considerando $F = f(t)$, $E = E_c + E_p$, e $q = \theta_d$, chega-se às equações de movimento do sistema “Estrutura + AMSPI” de dois graus de liberdade:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial E}{\partial \dot{q}_i} \right) - \left(\frac{\partial E}{\partial q_i} + \frac{\partial E_D}{\partial \dot{q}_i} \right) = \sum_{j=1}^N \overline{F} \cdot \frac{\partial \vec{x}_j}{\partial \dot{q}_i} \quad (4.5)$$

que resulta nas equações de movimento na forma matricial,:

$$\begin{bmatrix} \frac{\rho L^3}{3} + M_d L^2 & M_d L + \frac{\rho L^2}{2} \\ M_d L + \frac{\rho L^2}{2} & M_1 + M_d + \rho L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\theta} \\ \ddot{u} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_d & 0 \\ 0 & C_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\theta} \\ \dot{u} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_d - M_d g L - \frac{\rho g L^2}{2} & 0 \\ 0 & K_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta \\ u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ F(t) \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

Considerando os parâmetros considerados por e Ahn et al. (2007) e Oliveira et al. (2014):

$$\alpha = \frac{\omega_d}{\omega_1}; \quad \delta = \frac{L}{H}; \quad \mu = \frac{M_d}{M_1}; \quad \mu_L = \frac{\rho L}{M_1}; \quad \eta = \frac{u}{H}; \quad \tau = \omega_1 t; \quad \dot{\eta} = \frac{d\eta}{d\tau}; \quad \dot{\Theta} = \frac{d\Theta}{d\tau} \quad (4.7)$$

as equações 4.6 podem ser reescritas em termos adimensionais:

$$\begin{bmatrix} \frac{\mu_L}{3\mu} + 1 & \left(1 + \frac{\mu_L}{2\mu}\right) \frac{1}{\delta} \\ \left(1 + \frac{\mu_L}{2}\right) \delta & 1 + \mu + \mu_L \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{\Theta} \\ \ddot{\eta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2\xi_d \alpha & 0 \\ 0 & 2\xi_1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{\Theta} \\ \dot{\eta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \alpha^2 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Theta \\ \eta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{F(t)}{\omega_1^2 M_1 H} \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

onde

α : razão entre a frequência natural do amortecedor e da estrutura;

δ : razão entre o comprimento do cabo e altura da estrutura;

μ : razão entre massa no topo do pêndulo e massa da estrutura;

μ_L : razão entre massa da barra do pêndulo e massa da estrutura;

η : relação adimensional entre o descolamento relativo do sistema principal em relação à base e altura da estrutura.

Sabendo-se que ω_1 é a frequência natural da estrutura e ω_d é a frequência natural do pêndulo invertido (Ahn et al., 2007), definidos, respectivamente, por:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{K_1}{M_1}} \quad (4.9)$$

$$\omega_d = \sqrt{\left[\frac{6K_d - gL(6M_d + 3\rho L)}{2L^2(3M_d + \rho L)} \right]} \quad (4.10)$$

fazendo-se:

$$F(t) = e^{i\omega t} \quad (4.11)$$

$$u(t) = H_u(\omega)e^{i\omega t} \quad (4.12)$$

$$\theta(t) = H_\theta(\omega)e^{i\omega t} \quad (4.13)$$

e substituindo-se nas equações 4.2, obtém-se o sistema de equações:

$$\begin{bmatrix} -\left(\frac{\rho L^3}{3} + M_d L^2\right)\omega^2 + C_d i\omega + \left(K_d - M_d gL - \frac{\rho g L^2}{2}\right) & -\left(M_d L + \frac{\rho L^2}{2}\right)\omega^2 \\ -\left(M_d L + \frac{\rho L^2}{2}\right)\omega^2 & -(M_1 + M_d + \rho L)\omega^2 + C_1 i\omega + K_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H_\theta(\omega) \\ H_u(\omega) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

através do qual obtém-se a funções de transferência no domínio da frequência apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Funções de resposta no domínio da frequência

Pêndulo	$H_{\theta}(\omega) = \frac{\omega^2 B_2 + i\omega B_1 + B_0}{\omega^4 A_4 + i\omega^3 A_3 + \omega^2 A_2 + i\omega A_1 + A_0}$ $B_0=0; \quad B_1=0; \quad B_2=-6(\rho L^2 - 2M_d L);$ $A_0 = 6(-2K_1 K_d + K_1 g \rho L^2 + 2K_1 M_d g L);$ $A_1 = 6(-2C_1 K_d - 2C_d K_1 + 2C_1 M_d g L + C_1 \rho L^2 g);$ $A_2 = 12M_1 K_d + 12M_d K_d + 12\rho L K_d + 12M_d K_1 L^2 + 4\rho L^3 K_1 - 12C_1 C_d i^2 - 12M_d^2 g L - 6\rho^2 L^3 g - 12M_1 M_d g L - 6M_1 \rho L^2 g - 18M_d \rho L^2 g);$ $A_3 = 4(3C_d M_1 + 3C_d M_d + 3C_d \rho L + 3C_1 M_d L^2 + C_1 \rho L^3);$ $A_4 = -\rho^2 L^4 - 12M_1 M_d L^2 - 4M_1 \rho L^3 - 4M_d \rho L^3;$
Estrutura	$H_u(\omega) = \frac{\omega^2 B_2 + i\omega B_1 + B_0}{\omega^4 A_4 + i\omega^3 A_3 + \omega^2 A_2 + i\omega A_1 + A_0}$ $B_0 = 6(\rho g L^2 + 2M_d g L - 2K_d); \quad B_1 = -12C_d; \quad B_2 = 4(\rho L^3 + 3M_d L^2);$ $A_0 = 6(-2K_1 K_d + K_1 g \rho L^2 + 2K_1 M_d g L);$ $A_1 = 6(-2C_1 K_d - 2C_d K_1 + 2C_1 M_d g L + C_1 \rho L^2 g);$ $A_2 = 12M_1 K_d + 12M_d K_d + 12\rho L K_d + 12M_d K_1 L^2 + 4\rho L^3 K_1 - 12C_1 C_d i^2 - 12M_d^2 g L - 6\rho^2 L^3 g - 12M_1 M_d g L - 6M_1 \rho L^2 g - 18M_d \rho L^2 g);$ $A_3 = 4(3C_d M_1 + 3C_d M_d + 3C_d \rho L + 3C_1 M_d L^2 + C_1 \rho L^3);$ $A_4 = -\rho^2 L^4 - 12M_1 M_d L^2 - 4M_1 \rho L^3 - 4M_d \rho L^3;$

De modo análogo, pode-se obter as funções de transferência adimensionais, a partir de (4.3) e (4.4), e fazendo-se:

$$f(t) = e^{i\omega t} = e^{i\beta\tau} \quad (4.15)$$

$$\beta = \frac{\omega}{\omega_1} \quad (4.16)$$

Obtem-se:

$$\begin{bmatrix} -\left(\frac{\mu_L}{3\mu} + 1\right)\beta^2 + 2i\xi_d\alpha_d\beta + \alpha_d^2 & -\left(\frac{\mu_L}{2\mu} + 1\right)\frac{1}{\delta}\beta^2 \\ -\left(\mu + \frac{\mu_L}{2}\right)\delta\beta^2 & -(1 + \mu + \mu_L)\beta^2 + 2i\xi_1\beta + 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} H_\theta(\beta) \\ H_\eta(\beta) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

a partir do qual obtém-se as funções de transferência do sistema no domínio da frequência, em termos adimensionais, apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Funções adimensionais de resposta no domínio da frequência

Pêndulo	$H_\theta(\beta) = \frac{\beta^2 B_2 + i\beta B_1 + B_0}{\beta^4 A_4 + i\beta^3 A_3 + \beta^2 A_2 + i\beta A_1 + A_0}$ $B_0=0; \quad B_1=0; \quad B_2 = -6(2\mu + \mu_L);$ $A_0 = -12\alpha^2\mu;$ $A_1 = -24(\xi_1\alpha^2\mu + \xi_d\alpha\mu);$ $A_2 = 4\delta(3\alpha^2\mu^2 + 3\alpha^2\mu\mu_L + 3\alpha^2\mu - 12\xi_d\xi_1\mu\alpha i^2 + 3\mu);$ $A_3 = 8\delta(3\xi_d\alpha\mu^2 + 3\xi_d\alpha\mu\mu_L + 3\xi_d\alpha\mu + 3\xi_1\mu + \xi_1\mu_L);$ $A_4 = -\delta(4\mu\mu_L + 12\mu + \mu_L^2 + 4\mu_L);$
Estrutura	$H_u(\beta) = \frac{\beta^2 B_2 + i\beta B_1 + B_0}{\beta^4 A_4 + i\beta^3 A_3 + \beta^2 A_2 + i\beta A_1 + A_0}$ $B_0 = -12\alpha^2\mu; \quad B_1 = -24\alpha\xi_d\mu; \quad B_2 = 4(3\mu + \mu_L);$ $A_0 = -12\alpha^2\mu;$ $A_1 = -24(\xi_1\alpha^2\mu + \xi_d\alpha\mu);$ $A_2 = 4(3\alpha^2\mu^2 + 3\alpha^2\mu\mu_L + 3\alpha^2\mu - 12\xi_1\xi_d\alpha\mu i^2 + 3\mu + \mu_L);$ $A_3 = 8(3\xi_d\alpha\mu^2 + 3\xi_d\alpha\mu\mu_L + 3\xi_d\alpha\mu + 3\xi_1\mu + \xi_1\mu_L);$ $A_4 = -4\mu\mu_L - 12\mu - \mu_L - 4\mu_L;$

4.3 MODELO EXPERIMENTAL DE AMSPI

4.3.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO

Para se construir o modelo experimental de AMS do tipo Pêndulo Invertido (AMSPI), foram utilizados perfis e placas de alumínio, rolamentos, barras roscadas em aço e anilhas de massa, conforme ilustração apresentada nas Figuras 4.2 (projeto) e 4.3 (modelo computacional e amortecedor construído). Desta forma, uma massa M_d é equilibrada no topo de uma haste de comprimento L , oscilando em torno de um eixo. Todo este conjunto foi montado sobre uma placa de 0,2 x 0,3 metros, para que possa ser fixado ao topo da estrutura apresentada anteriormente.

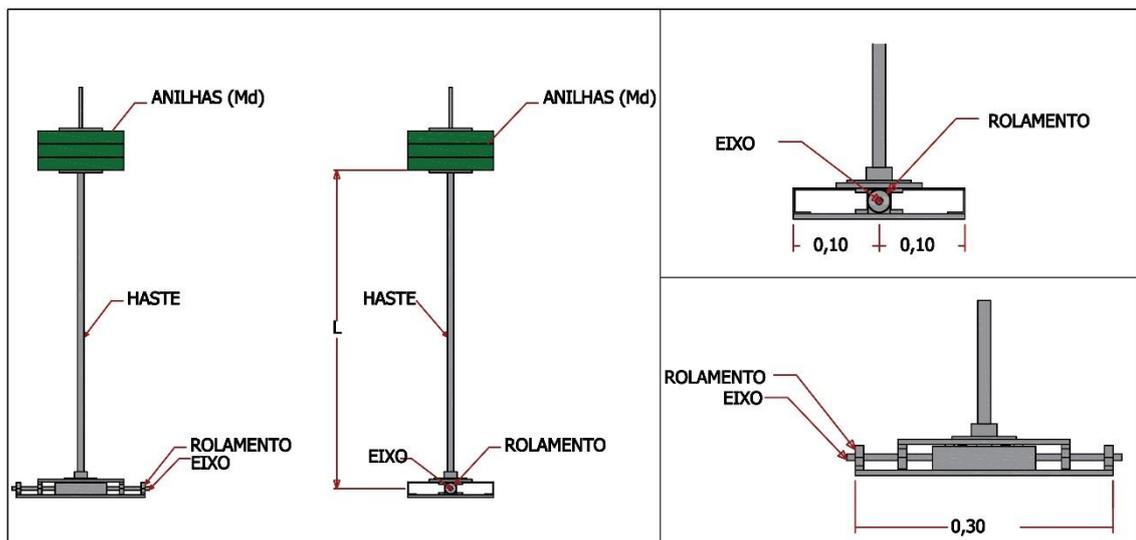


Figura 4.2 – Projeto 2D de AMS em formato de Pêndulo Invertido (sem escala).

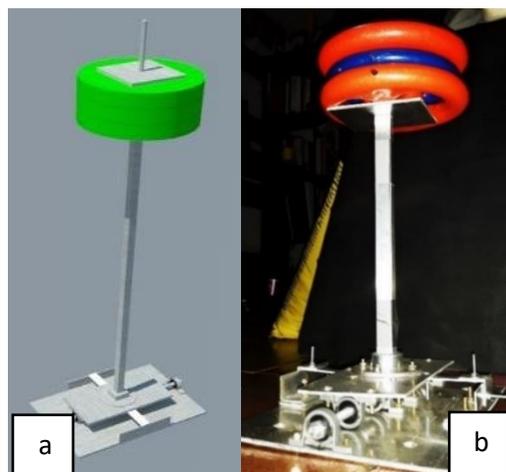


Figura 4.3 – Modelo de AMS do tipo Pêndulo Invertido em modelo computacional (a) e construído (b).

O equilíbrio do pêndulo é obtido através da instalação de uma régua de alumínio sob a haste do pêndulo, perpendicular ao eixo de rotação e fixa à dois apoios laterais na base (Figura 4.4). Também é esta régua a principal responsável pela rigidez K_d do pêndulo. Assim, ao trocar esta régua por outras com diferentes características, pode-se também alterar esta importante propriedade do amortecedor.

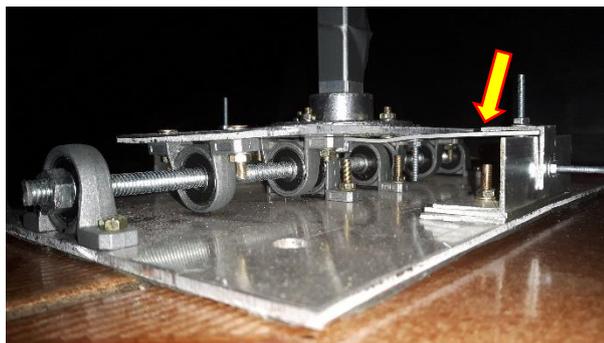


Figura 4.4 – Base do AMS.

4.3.2 DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DE PROPRIEDADES DO AMS

Pode-se projetar um AMS em função da sua rigidez K_d e da sua constante de amortecimento C_d , mas devido às dificuldades de se reproduzir exatamente os valores fixados em projeto para estas constantes, optou-se por dimensionar o amortecedor definindo como principais parâmetros de projeto o comprimento da haste L e a razão de massa μ . No entanto, para que se obtenha estes parâmetros, se faz antes necessário conhecer as propriedades de rigidez K_d e a razão de amortecimento ξ_d do amortecedor, a partir da base construída.

Para a definição destas propriedades experimentalmente, utilizou-se análise de imagens adquiridas por vídeo, de modo similar ao apresentado no capítulo 3. Para que isto fosse possível, variou-se a massa M_d no topo da haste de 1 a 6 Kg, excitando o pêndulo e deixando-o livre para oscilar, enquanto seu movimento foi captado por uma câmera DSLR à frequência de 30 quadros por segundo. Este procedimento foi repetido 5 vezes para cada valor de massa M_d , e cada uma destas repetições tiveram a trajetória de um ponto fixo capturada. (Figura 4.5).

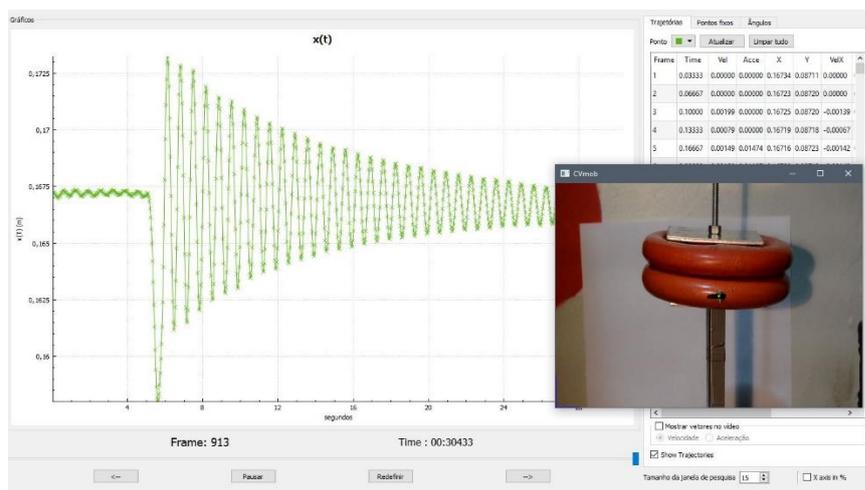


Figura 4.5 – Captura da trajetória do ponto fixado em vídeo.

No ambiente *Matlab*, versão 2015, através da ferramenta *curve fitting toolbox*, foi possível fazer o ajuste dos pontos da trajetória capturada à função de resposta no domínio do tempo para um sistema livre amortecido:

$$y(t) = ae^{-bt} \sin(ct + d) + e \quad (4.18)$$

Sendo “a”, “b”, “c”, “d” e “e” os coeficientes obtidos após o ajuste, de onde é possível obter:

$$\omega_d^2 = c^2 + b^2 \quad (4.19)$$

e

$$\xi_d = \frac{b}{\omega_d} \quad (4.20),$$

onde

ω_d = Frequência natural do pêndulo;

ξ_d = Razão de amortecimento do pêndulo.

Os valores médios obtidos para ξ_d e calculados para K_d a partir de ω_d e M_d , com a equação 4.10, são mostrados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – K_d e ξ_d médios obtidos em captura por vídeo

	1 Kg	2 Kg	3 Kg	4 Kg	5 Kg	6 Kg	Média
K_d (N/m)	179,76± 0,56	214,23± 0,61	208,33± 1,55	218,53± 1,18	208,39± 1,79	208,43± 1,07	206,28± 1,13
ξ_d	0,012± 0,001	0,012± 0,001	0,013± 0,001	0,014± 0,001	0,264± 0,054	0,015± 0,001	0,055± 0,001

4.4 BUSCA PELOS PARÂMETROS ÓTIMOS

4.4.1 MAPA DE RESPOSTAS

O comprimento L , densidade linear ρ , massa M_d , amortecimento C_d e rigidez K_d definem os parâmetros de projeto do AMSPI. Utilizando o mesmo procedimento de Colherinhas et al. (2016), obteve-se um mapa de respostas com valores de picos de resposta máximos ($H_d(\omega)$), que são os valores máximos das Funções de Resposta de Frequência (FRF), considerando diferentes relações de massa $\mu = M_d/M_1$ e diferentes comprimentos L .

Para definir o mapa de resposta, ilustrado na Figura 4.6, K_d e C_d foram fixados a partir dos valores previamente mostrados na tabela 4.3, sendo 206,28 N/m e 1,29 Ns/m, respectivamente. É possível observar um vale no mapa. De acordo com Colherinhas et. al (2016), este vale pode ser interpretado como sendo correspondente aos pontos onde a combinação de valores μ e L resulta em uma soluções com os menores valores de picos de resposta. É possível observar uma curva na vista superior da superfície gerada (Figura 4.7).

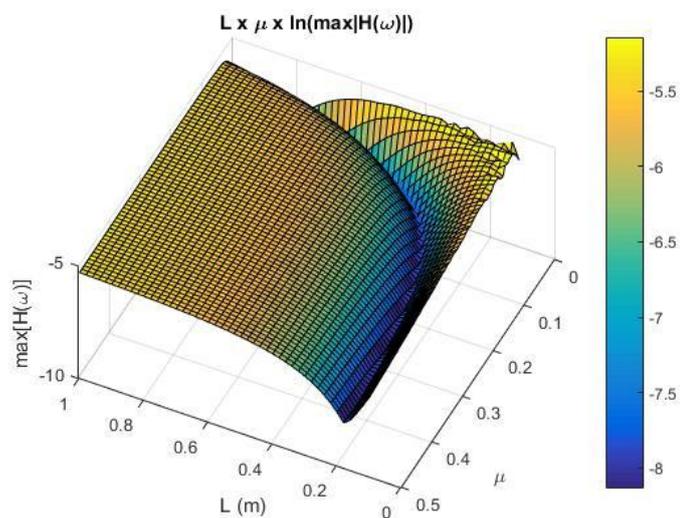


Figura 4.6 – Mapa das Funções de Resposta em Frequência em função de L e μ .

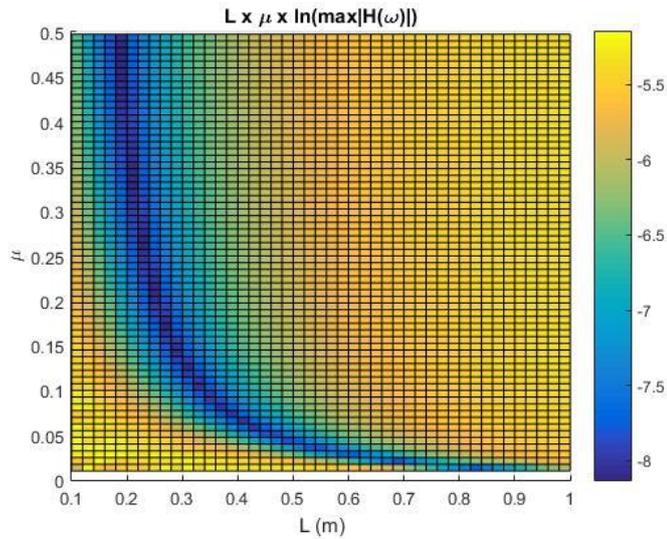


Figura 4.7 – Mapa das Funções de Resposta em Frequência em função de L e μ - Vista Superior.

4.4.2 OTIMIZAÇÃO VIA ALGORITMO GENÉTICO

Realizou-se, então, uma busca através da *toolbox* de Algoritmo Genético desenvolvida por Colherinhas et al. (2015), mantendo como variáveis de projeto o comprimento do pêndulo L e a razão de massa μ . K_d e C_d foram mantidos fixos nos valores previamente definidos.

Devido a limitações construtivas presentes em um modelo físico real, existem limitações nos valores de L e μ factíveis na prática. Desta forma, estes valores foram limitados em diferentes momentos durante a busca. Inicialmente, a população $C = [L; \mu]$ foi criada restringindo as variáveis aos seguintes intervalos: $0,1 \leq L \leq 1$ m e $0,01 \leq \mu \leq 0,255$. Posteriormente, outros limites foram impostos.

Uma vez que o objetivo desta otimização é minimizar os picos de resposta em frequência do modelo apresentado, a função objetivo foi definida como a minimização de $H_u(\omega)$, através da maximização de seu inverso:

$$f_{obj} = \frac{1}{H_u(\omega)_i} \quad (4.21)$$

onde $i = 1, 2, \dots$ é o cromossomo da população N_i .

Uma população aleatória foi gerada a partir de um conjunto de restrições e de algumas estratégias evolutivas, como dizimação, cruzamento e mutação. Para este problema, o seguinte conjunto de parâmetros foi usado:

- $N_{ger} = 150$ - número de gerações;
- $N_{ind} = 200$ - número de indivíduos da população;
- $p_c = 60\%$ - probabilidade de crossover;
- $p_m = 2\%$ - probabilidade de mutação;
- $p_{elit} = 2\%$ - probabilidade de elitismo;
- $p_{diz} = 20\%$ - probabilidade de dizimação;
- $N_{diz} = 50$ - passo de geração para a ocorrência de dizimação.

Na *toolbox* utilizada, a seleção de indivíduos é feita pelo Método da Roleta, onde uma "fatia" é atribuída para cada cromossomo, na área circular de uma hipotética roleta.

De acordo com Colherinhas (2016), o tamanho desta fatia baseia-se na aptidão do cromossomo em relação à soma de todos os outros na população. A "roleta" é então girada N_{ind} vezes, levando o indivíduo selecionado para a próxima geração a cada vez que a roleta pára. Esses indivíduos selecionados participarão das estratégias evolutivas de cruzamento e mutação. Os algoritmos de elitismo, mutação e dizimação mantêm ou eliminam as respectivas porcentagens de população para a próxima geração.

Depois de executar a busca, o valor ótimo para o pico de resposta foi encontrado quando $L=0,23$ m e $\mu=0,22$. Isto significa um pêndulo com uma massa M_d de 7,05 Kg. A Figura 4.8 mostra a resposta numérica da estrutura quando é acoplada a um AMSPI com esta configuração. Pode-se observar que o parâmetro ideal leva a uma grande redução de resposta quando comparado ao sistema sem controle. O ponto que representa este conjunto ideal está localizado no vale de forma curva do mapa de resposta, conforme esperado.

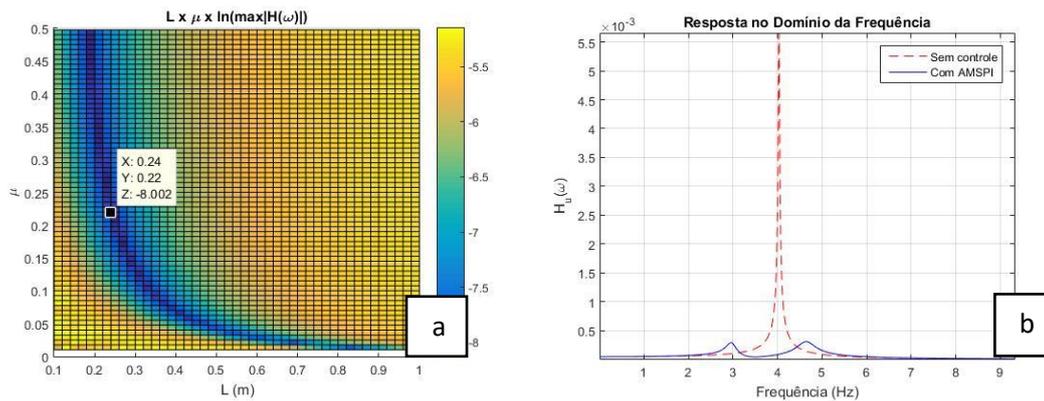


Figura 4.8 – Valores dos parâmetros ótimos ($L=0,23$ m e $\mu = 0,22$) no Mapa de Resposta (a) e a função de resposta de frequência equivalente (b)

Outras buscas também foram realizadas e, ao impor o limite superior de $\mu \leq 0,05$, a busca retorna um *set* de $L=0,46$ m e $\mu = 0,046$ ($M_d = 1,53$ Kg). É possível observar na Figura 4.9 que a resposta do sistema sob estas condições, também localizadas no vale do mapa de resposta, é bastante reduzida quando comparada ao sistema sem controle.

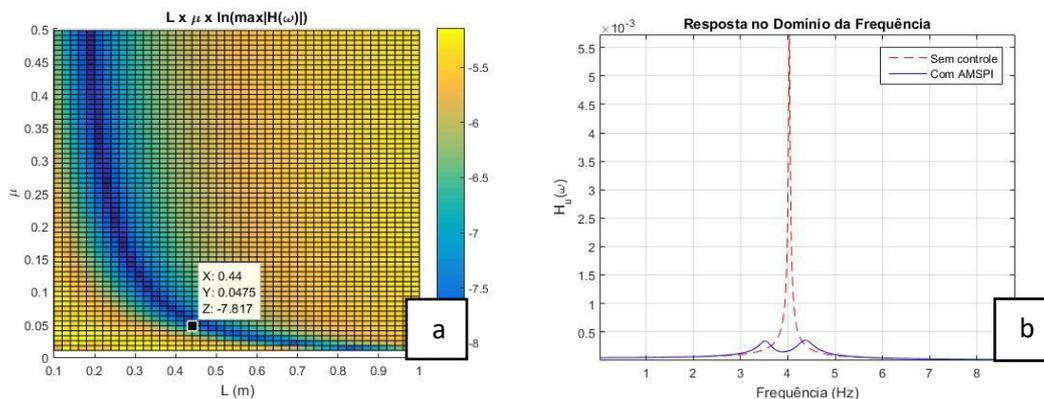


Figura 4.9 – Valores dos parâmetros ($L=0,46$ m e $\mu = 0,046$) no Mapa de Resposta (a) e a função de resposta de frequência equivalente (b)

Na Figura 4.10 é possível observar a resposta da estrutura quando se impõe o limite superior de $\mu \leq 0,20$. A busca retorna um *set* de $L=0,25$ m e $\mu=0,188$. Neste ponto, também localizado no vale do mapa de resposta, esses parâmetros ótimos também proporcionam uma grande redução do pico de resposta.

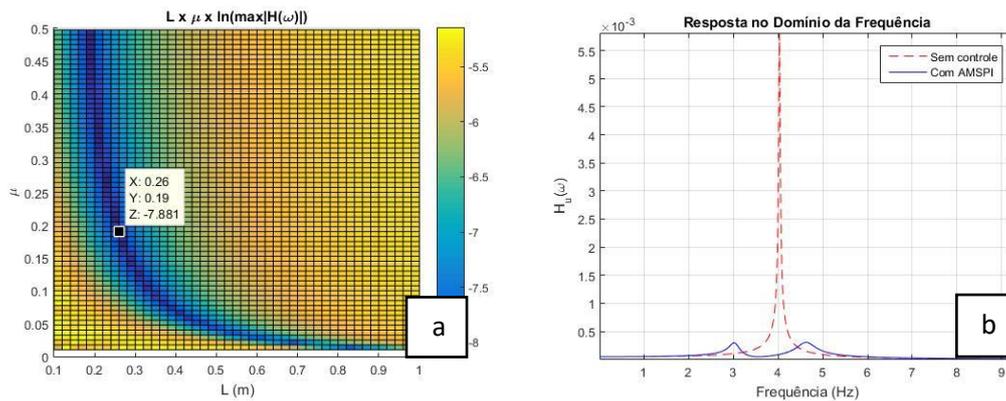


Figura 4.10 – Valores dos parâmetros ($L=0,25$ m e $\mu = 0,188$) no Mapa de Resposta (a) e a função de resposta de frequência equivalente (b)

Para se evitar flambagem e flexão na haste do pêndulo, desejou-se impor o limite superior $L \leq 0,50$ e $\mu = 0,15$. Assim, obteve-se como resultado da busca o par ($L=0,28$ m e $\mu = 0,145$ ou $M_d = 4,87$ Kg). É possível observar na Figura 4.11 que a resposta do sistema sob estas condições, também localizadas no vale do mapa de resposta, é significativamente reduzida quando comparada ao sistema sem controle.

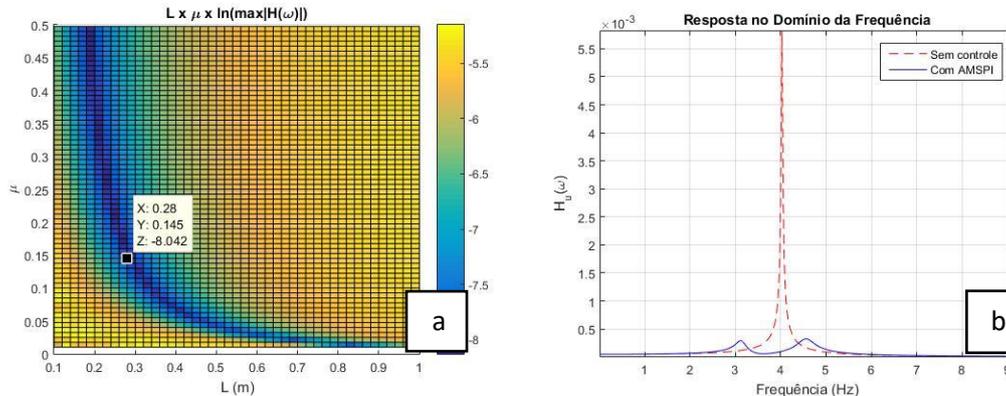


Figura 4.11 – Valores dos parâmetros ($L=0,28$ m e $\mu = 0,145$) no Mapa de Resposta (a) e a função de resposta de frequência equivalente (b)

Foi possível confirmar que os melhores desempenhos do AMSPI, encontrados através do Algoritmo Genético, acontecem quando os parâmetros estão localizados no vale do mapa de resposta. Assim, o processo de otimização mostrou-se ser uma boa orientação para a etapa de projeto do amortecedor a ser acoplado à estrutura apresentada.

Os resultados do algoritmo sob as restrições impostas confirmam que a redução do pico de resposta depende de um equilíbrio entre o comprimento L e a massa no topo do pêndulo M_d , retornando uma massa maior quando o comprimento é limitado e retornando um comprimento maior quando a massa é limitada.

4.5 CONTROLE TEÓRICO DA ESTRUTURA COM AMSPI

A partir do resultado obtido após restringir os valores para o comprimento do pêndulo e a massa no topo dentro dos limites desejados, adotou-se um Amortecedor de Massa Sintonizado do tipo Pêndulo Invertido conforme os valores obtidos, arredondando-os, por razões construtivas, para: $M_d = 5$ Kg e $L = 0,3$ m. Após isto, partindo das equações 4.10 e das expressões presentes na Tabela 4.1, foi possível prever o comportamento da estrutura ao ser acoplada à este amortecedor, ilustrado na Figura 4.12.

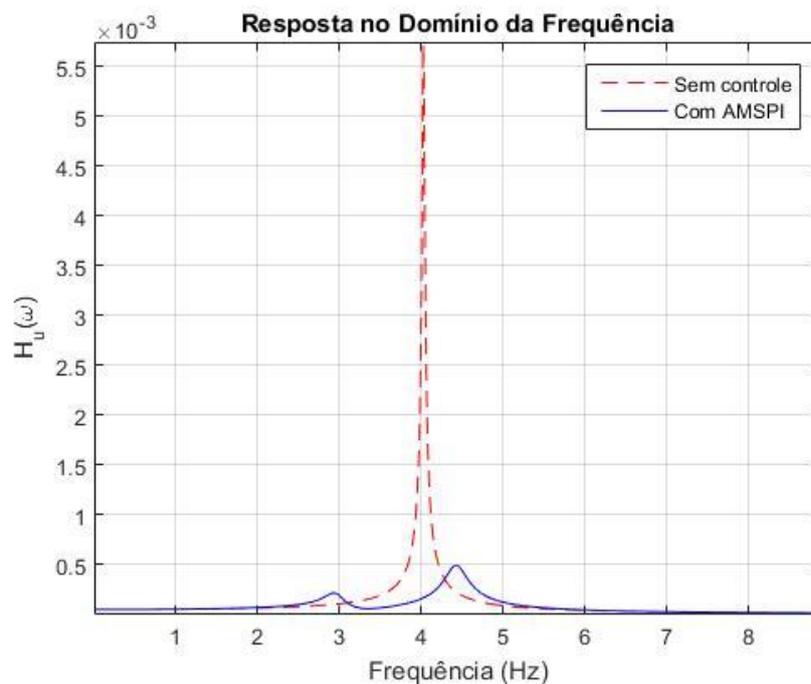


Figura 4.12 –Resposta em Frequência teórica da estrutura sem controle e ao ser acoplada a um amortecedor do tipo Pêndulo Invertido

A imagem ilustra uma redução de amplitude máxima da resposta em mais de dez vezes. Ainda, através de uma análise modal analítica, é possível definir as novas frequências naturais do sistema: 2,96 Hz e 4,44 Hz. As formas modais (estrutura principal em fase com a angulação do pêndulo do amortecedor e em oposição de fase, respectivamente) são ilustradas na Figura 4.13.

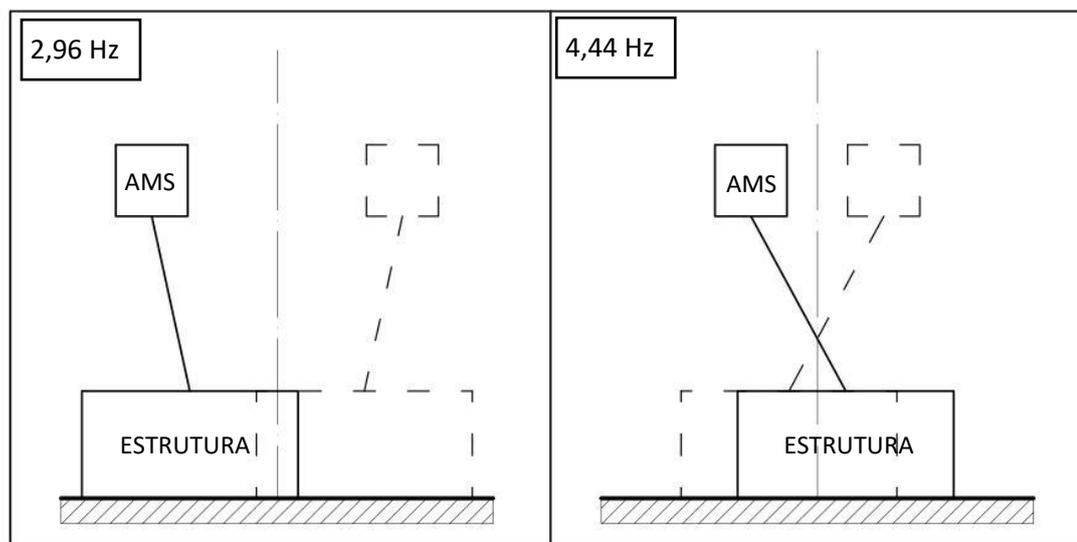


Figura 4.13 – Modos de vibração do sistema “Estrutura + AMSPI”

Os parâmetros do amortecedor ($M_d = 5 \text{ Kg}$, $L = 0,3 \text{ m}$) foram escolhidos com base na busca realizada através de um *toolbox* elaborada a partir de um algoritmo genético e arredondamentos realizados por razões construtivas. O AMSPI construído (apresentado no item 4.3.1) permite ainda, após fixado o comprimento da haste, o aumento ou redução da massa M_d a partir da adição ou subtração de anilhas no topo do pêndulo. A Figura 4.14 ilustra o comportamento numérico do modelo ao se variar a massa no topo do pêndulo entre 1 Kg, 3 Kg, 5 Kg e 7 Kg, mantendo-se fixo o comprimento $L=0,3 \text{ m}$.

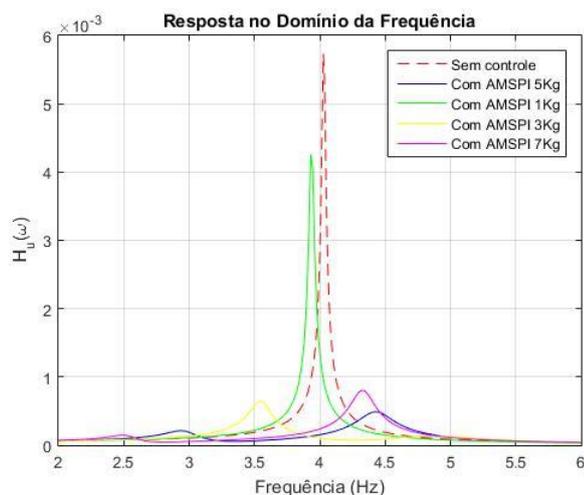


Figura 4.14 – Variação da Massa M_d para $L=0,3$ m – Comportamento teórico

4.6 CONTROLE EXPERIMENTAL DA ESTRUTURA COM AMSPI

4.6.1 APARATO EXPERIMENTAL

Configurou-se o Amortecedor de Massa Sintonizado do tipo Pêndulo Invertido conforme resultado obtido após a otimização ($M_d = 5$ Kg e $L = 0,3$ m) e, posteriormente, para avaliar o comportamento sob vibrações forçadas da estrutura, sobre a qual estará acoplado o AMSPI, realizaram-se dois métodos de ensaio: na primeira situação, a excitação de entrada do sistema foi monitorada com um acelerômetro (Ref.: *PCB 352C33*, Sensibilidade: 100 mV/g) à meia altura do edifício (denominado acelerômetro de *referência*), enquanto que a resposta (saída) foi monitorada com um acelerômetro idêntico, localizado no topo do edifício (*medida*), conforme ilustrado na Figura 4.15, sendo a razão entre os dois sinais registrada a cada 0,1 Hz, com a variação da frequência de excitação.

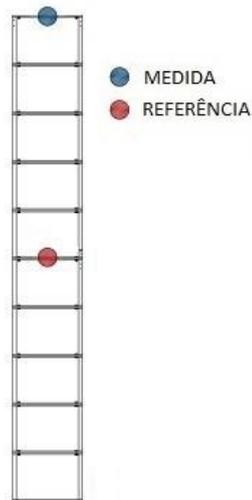


Figura 4.15 – Diagrama de posicionamento dos acelerômetros – Ensaio tipo 1.

Na segunda situação, um sensor de força dinâmica (célula de carga) (Ref.: *PCB 208C01*, Sensibilidade: 500 mV/lb) localizado entre a estrutura e a mola conectada à corda do excitador registrou a força aplicada à estrutura, enquanto media-se a resposta com um acelerômetro (Ref.: *PCB 352C33*, Sensibilidade: 100 mV/g), localizado no topo do edifício, conforme ilustrado na Figura 4.16, sendo a razão entre os dois sinais registrada a cada 0,1 Hz, com a variação da frequência de excitação.

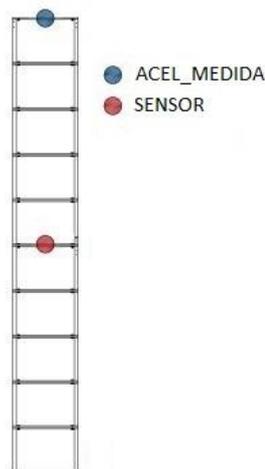


Figura 4.16 – Diagrama de posicionamento do acelerômetro e do sensor de força – Ensaio tipo 2.

Em ambos os casos, a excitação da estrutura foi proporcionada por um *sistema excitador* construído para este propósito. Este excitador (Figura 4.17) é composto por um motor (tensão de 24 V dc e potência de 15 W) alimentado por uma fonte

chaveada estabilizada bivolt (24 V e 10 A). Um circuito eletrônico composto por um potenciômetro, quatro transistores e um dissipador de temperatura permite controlar a frequência de rotação de 0 a 360 RPM (0 a 6 Hz), monitorada através de um ciclocomputador digital. Assim, dentro deste intervalo, é possível impor a frequência de excitação desejada girando o potenciômetro. Uma corda fina, pré-tencionada através de uma mola (Figura 4.18), conecta o motor à estrutura ou ao sensor de força (célula de carga), conforme esquema ilustrado na Figura 4.19, em um ponto central localizado à meia altura do edifício. Assim, o motor traciona a corda ao girar e excita a estrutura na frequência imposta. Nos dois tipos de ensaio, também, os sinais foram adquiridos com uma placa compacta (Ref.: *National Instruments cDAQ-9174*) e processados com o *software LabView*. Monitoraram-se, ainda, os ensaios com uma câmera DSLR, gravando vídeos à uma taxa de 30 quadros por segundo para se registrar as trajetórias do amortecedor construído e do topo do edifício, durante a excitação da estrutura.

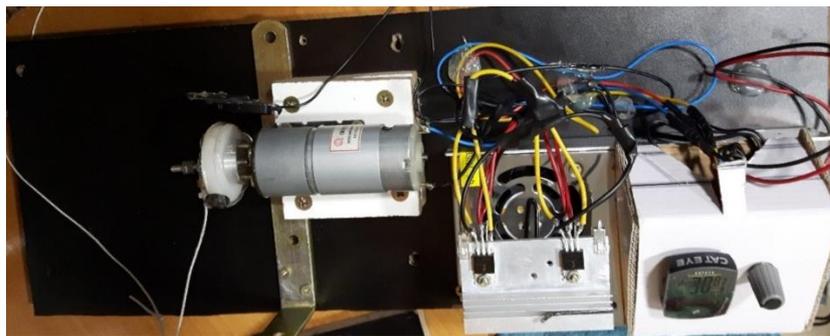


Figura 4.17 – Excitador.



Figura 4.18 – Excitador conectado à estrutura.

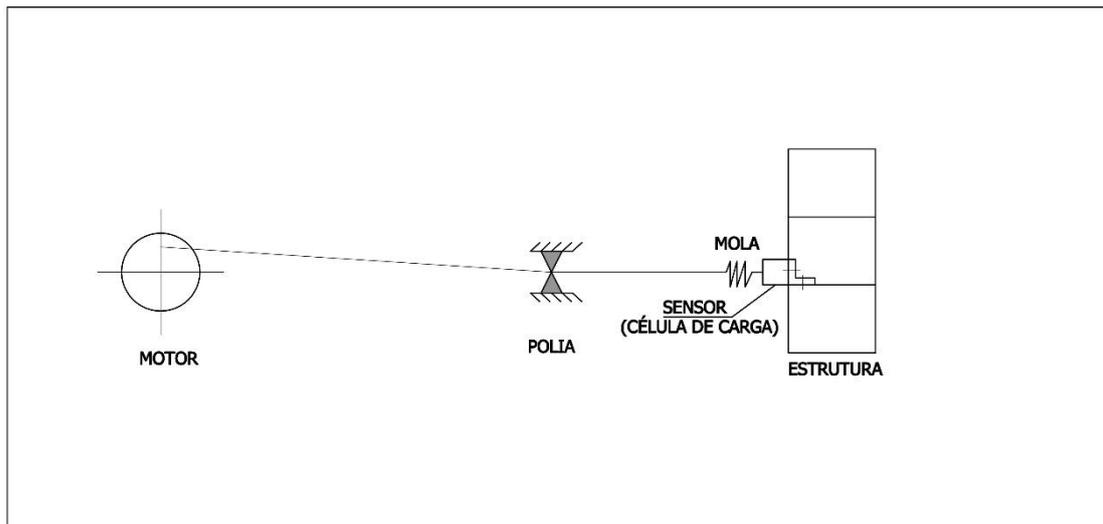


Figura 4.19 – Esquema do sistema de excitação conectado à estrutura.

4.6.2 ENSAIOS TIPO 1 – DOIS ACELERÔMETROS

Foram realizados dois ensaios, em dias diferentes, utilizando a técnica esquematizada na Figura 4.15 e ilustrada na Figura 4.20. Em cada um deles, a frequência do excitador variou de 2 a 6 Hz, excitando inicialmente a estrutura sem controle algum e, posteriormente, a estrutura com o amortecedor acoplado. Durante a aquisição de dados para a estrutura isolada, as respostas em algumas frequências, na zona de ressonância, não puderam ser obtidas, devido aos grandes deslocamentos e conseqüente instabilidade do sistema.

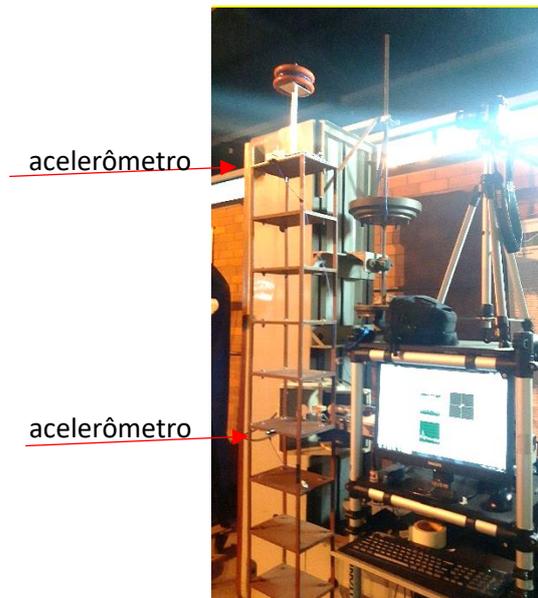


Figura 4.20 – Aparato experimental dos ensaios tipo I.

Os dois ensaios, cujos resultados estão ilustrados nas Figuras 4.21 e 4.22, inicialmente confirmam a capacidade do AMSPI de reduzir as respostas quando a frequência se aproxima da frequência de ressonância da estrutura. Também, como era de se esperar em um amortecedor passivo, em determinadas faixas de frequência, diversas da de projeto, a resposta da estrutura com o dispositivo foi maior do que quando a estrutura está no estado original.

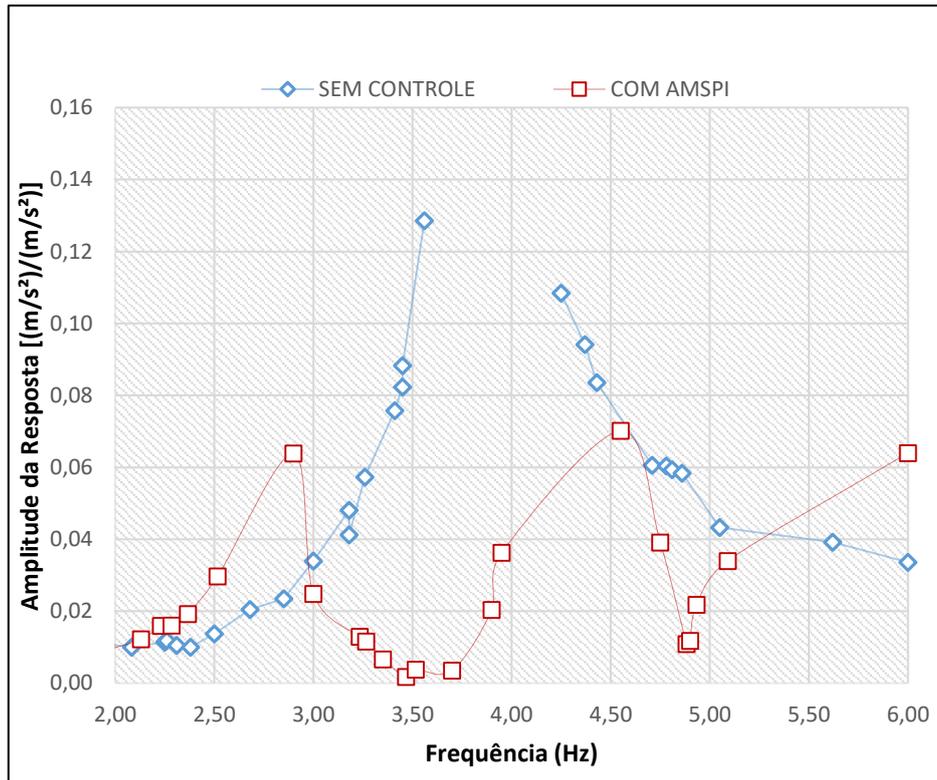


Figura 4.21 – Respostas no Ensaio 1.1.

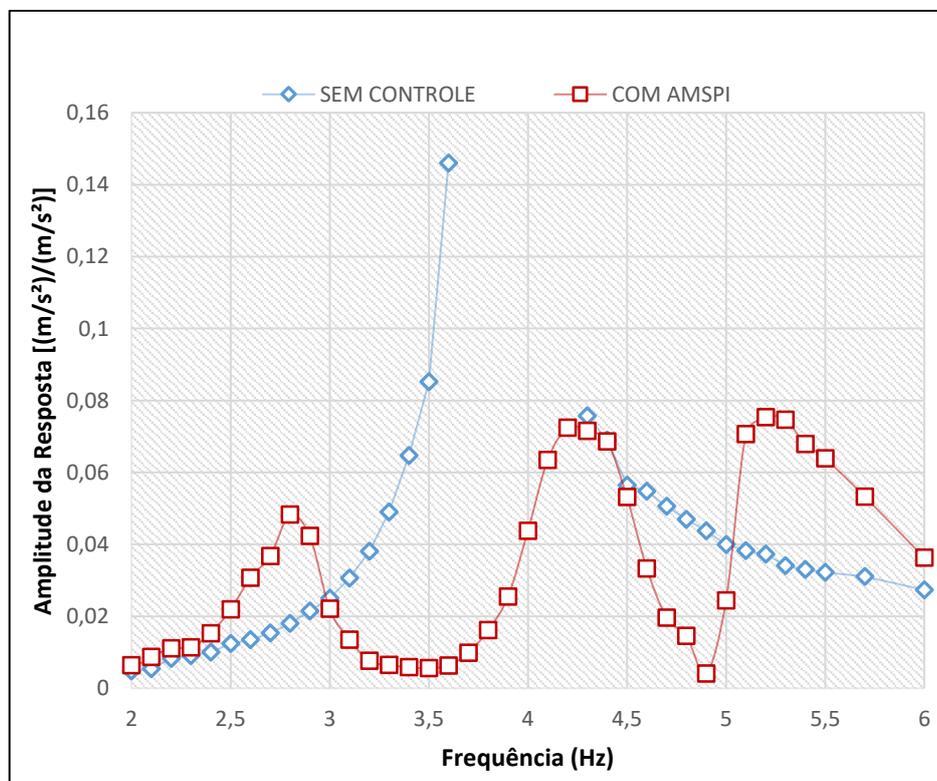


Figura 4.22 – Respostas no Ensaio 1.2.

A estrutura sem controle, como já era esperado pelos ensaios de vibração livre e pelos dados numéricos mostrados no item 4.5, entrou em ressonância quando a excitação se aproximou dos 4 Hz. Já no caso da estrutura controlada, as maiores amplitudes de resposta aconteceram sob excitação a frequências de, aproximadamente, 2,8 Hz e 4,3 Hz. Quando a estrutura está acoplada ao AMSPI, é possível notar, ainda, um terceiro pico de ressonância, próximo aos 5,5 Hz. Este pico não era esperado pelos resultados numéricos, porque aqueles foram obtidos a partir de um modelo discreto de dois graus de liberdade.

A Figura 4.23 ilustra, ainda, os dois resultados superpostos. Através dela, é possível observar que os dois ensaios, realizados pela mesma técnica, com exatamente os mesmos componentes e em dias diferentes, foram coerentes entre si, exibindo boa repetibilidade nos resultados.

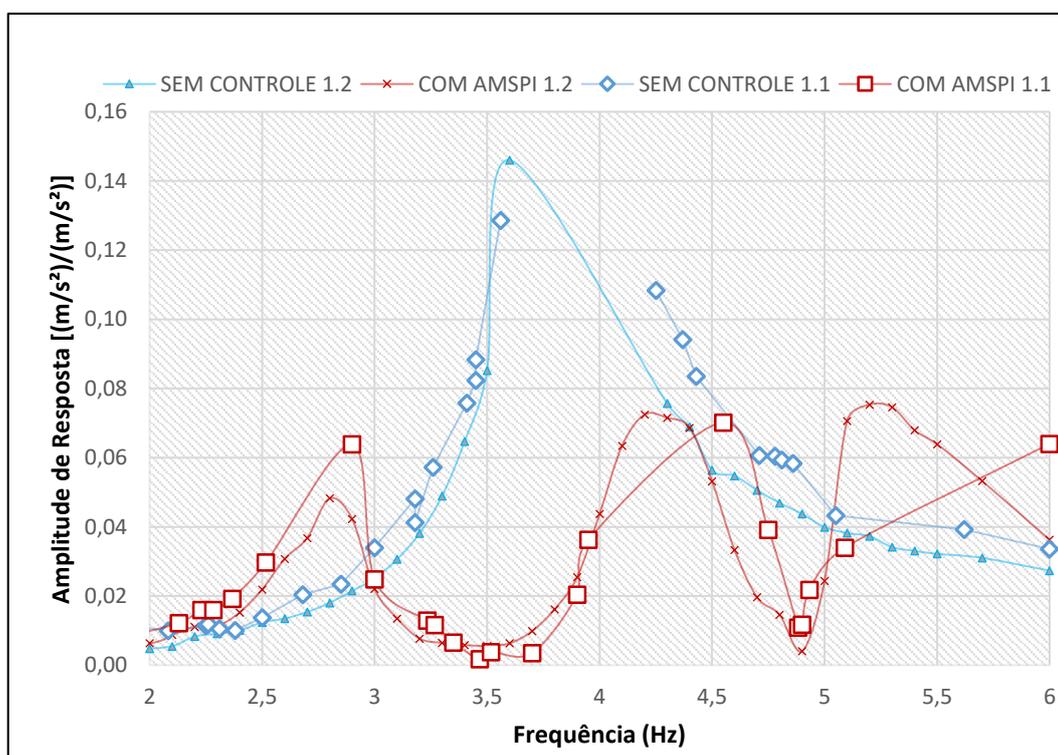


Figura 4.23 – Superposição – Ensaios 1.1 e 1.2

4.6.3 ENSAIOS TIPO 2 – SENSOR DE FORÇA E ACELERÔMETRO

Novamente, foram realizados dois ensaios, em dias diferentes, utilizando a técnica esquematizada na Figura 4.16 e ilustrada na Figura 4.24. Assim como na

primeira técnica utilizada, em cada um dos ensaios, a frequência do excitador variou de 2 a 6 Hz, excitando inicialmente a estrutura sem controle e, posteriormente, a estrutura com o amortecedor acoplado. Para estes ensaios, foram monitoradas, ainda, as amplitudes da força aplicada ao sistema pelo excitador e as diferenças de fase entre os sinais.

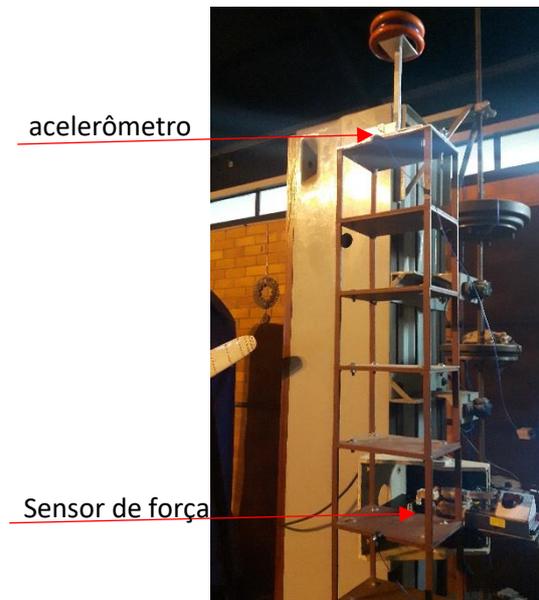


Figura 4.24 – Aparato experimental dos ensaios tipo II.

Para garantir que a amplitude da força aplicada se mantivesse dentro da zona de linearidade do sensor informada pelo fabricante ($F \leq 9$ daN), a mola que conecta o excitador ao sensor de força fixado à estrutura foi substituída por uma de menor rigidez. Assim, a força aplicada ao sistema variou de, aproximadamente, 10 daN no ensaio 2.1 para, aproximadamente, 0,4 daN no ensaio 2.2. As amplitudes da resposta, diferenças de fase e amplitudes da força aplicada nos dois ensaios estão registradas nas Figuras 4.25 e 4.26.

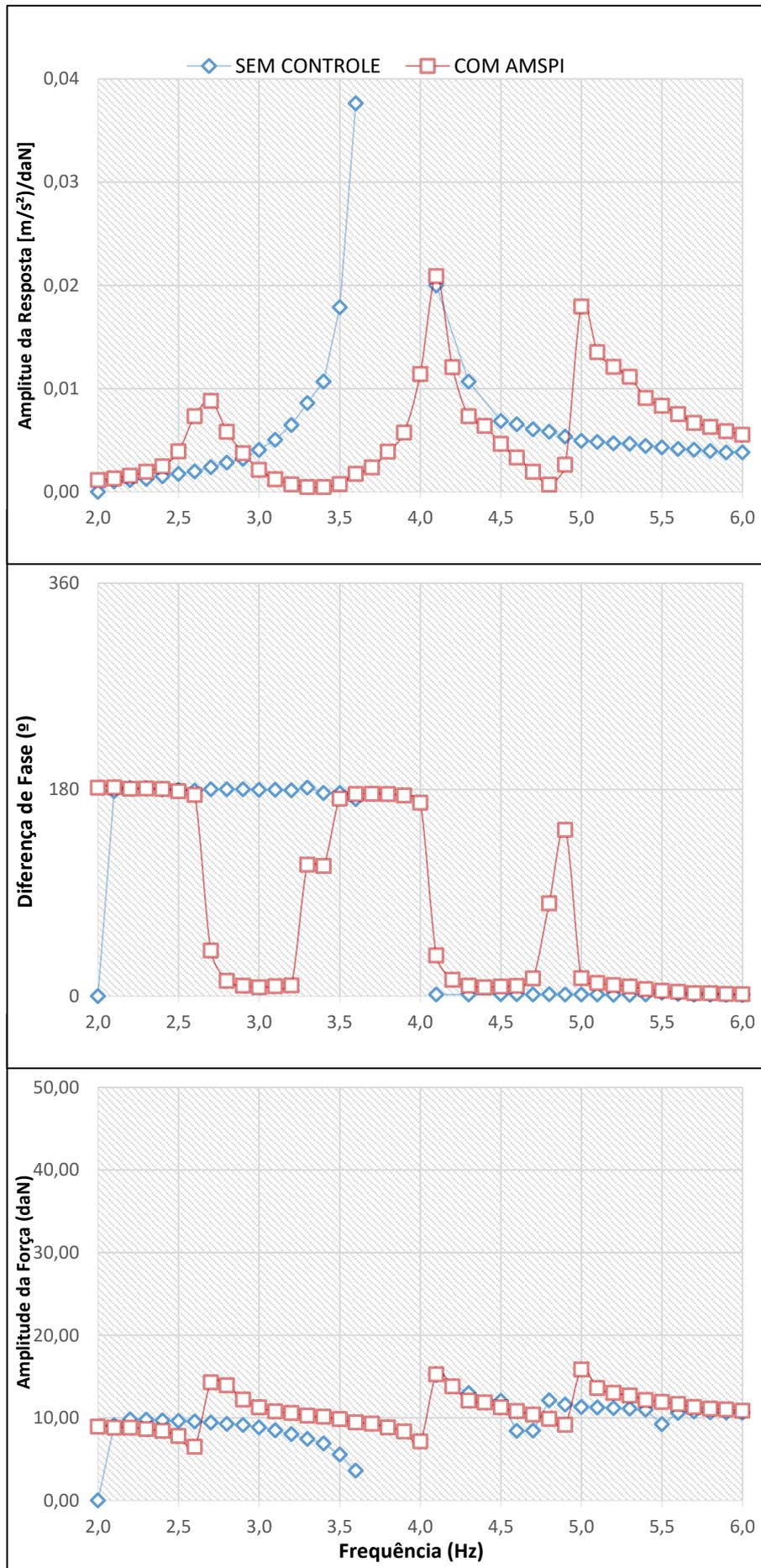


Figura 4.25 – Amplitudes de Resposta, Diferenças de Fase e Amplitudes de Força no Ensaio 2.1.

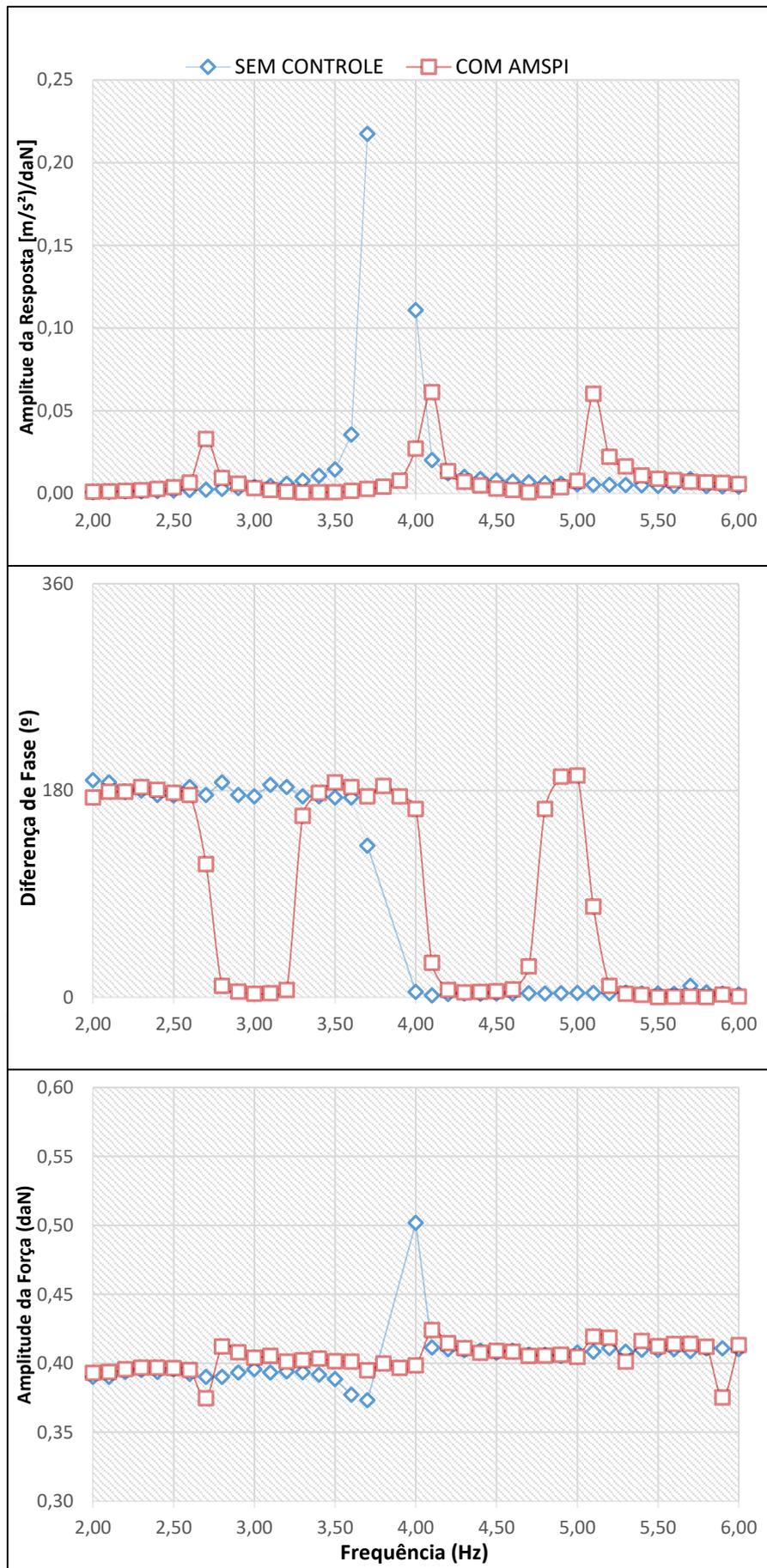


Figura 4.26 – Amplitudes de Resposta, Diferenças de Fase e Amplitudes de Força no Ensaio 2.2.

A estrutura sem controle, novamente, entrou em ressonância a partir de 3,7 Hz. Já no caso da estrutura controlada, as maiores amplitudes de resposta aconteceram sob excitação a frequências de, aproximadamente, 2,7 Hz e 4,2 Hz. Assim como nos ensaios mostrados em 4.6.2, um terceiro pico de ressonância foi obtido próximo aos 5,2 Hz.

Como esperado, à exceção de poucos pontos, a diferença de fase entre os sinais do acelerômetro e do sensor de força se alterou nas zonas de ressonância em todos os casos, de valores próximos a 180° para aproximadamente 0° , ou vice-versa.

O sensor de força registrou um comportamento aproximadamente constante da amplitude da força aplicada, independente da frequência de excitação, à exceção das frequências próximas aquelas de ressonância.

Ainda com o mesmo aparato do ensaio 2.2, mostrado na Figura 4.23, um ensaio extra foi realizado, para validar os parâmetros do AMSPI ($M_d = 5$ Kg, $L = 0,3$ m), realizada após o procedimento de busca presente em 4.4.2. Assim, variou-se a massa no topo do pêndulo, enquanto a amplitude da resposta foi monitorada, permanecendo L constante e igual a 0,3 m. Os resultados obtidos para estrutura sem controle e para $M_d = 1$ Kg, $M_d = 3$ Kg, $M_d = 5$ Kg e $M_d = 7$ Kg são apresentados na Figura 4.27.

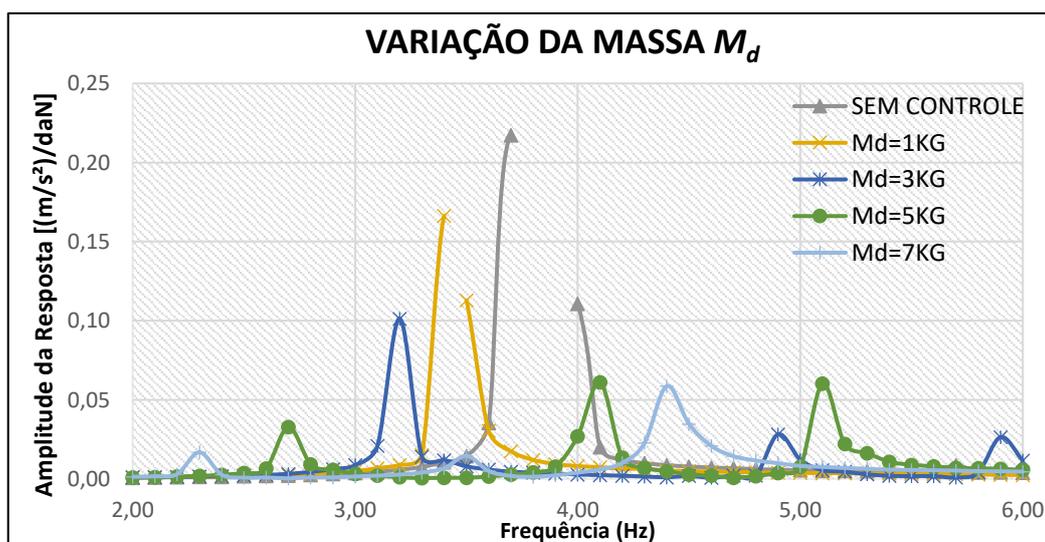


Figura 4.27 – Amplitudes de Resposta (razão entre aceleração e força) para diferentes massas.

Conforme esperado, a partir do ilustrado anteriormente na Figura 4.14 do item 4.5, é possível notar que o AMS do tipo Pêndulo Invertido com $M_d = 5$ Kg de fato apresentou melhor desempenho do que quando $M_d = 1$ Kg e $M_d = 3$ Kg. Quando $M_d = 7$ Kg, a redução da amplitude máxima de resposta foi semelhante. Mas, ainda assim, pode-se dizer que o AMSPI com $M_d = 5$ Kg é preferível em detrimento ao de $M_d = 7$ Kg, pois, além de obter resultado semelhante com uma massa menor, está, ainda, dentro do limite imposto inicialmente de $\mu = 0,15$. Assim, é possível afirmar que a escolha dos parâmetros do AMS, orientada pelo processo de otimização, se mostrou acertada.

A Figura 4.28 ilustra, ainda, a posição de cada uma das massas M_d no Mapa de Respostas definido e apresentado em 4.4.1. Pode-se, a partir dela, confirmar a validade do mapa elaborado no processo de escolha dos parâmetros para o amortecedor construído.

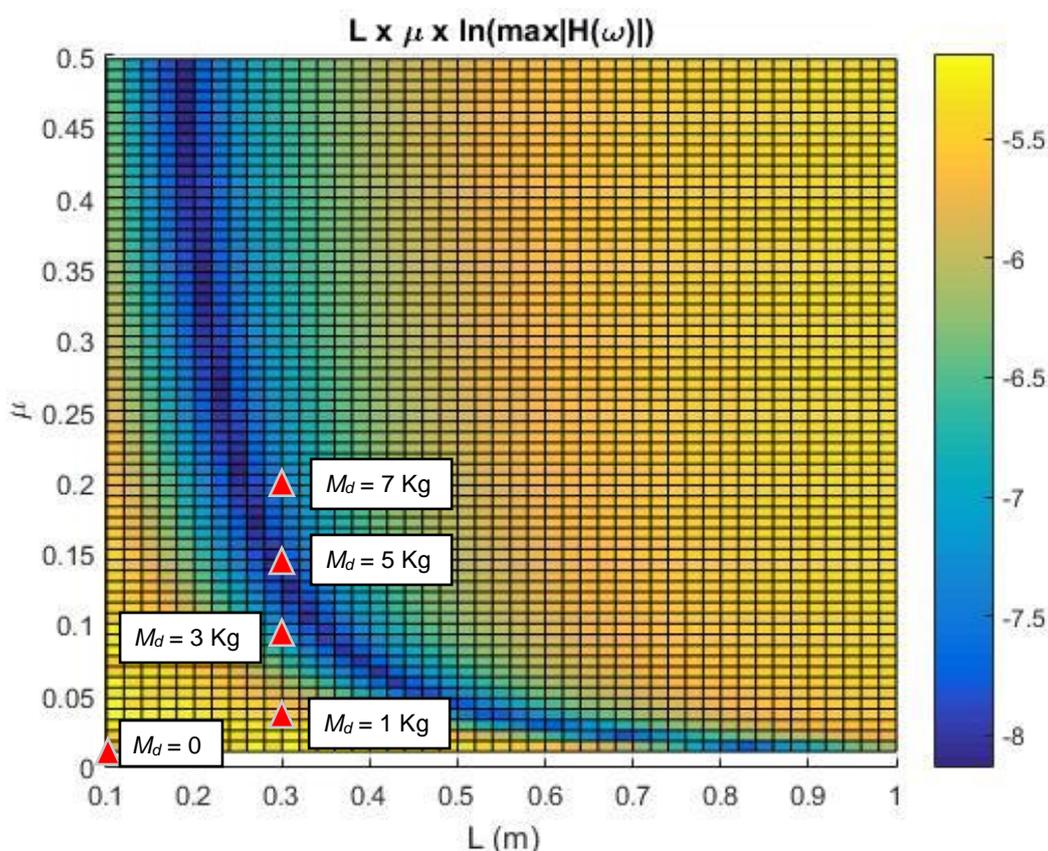


Figura 4.28 – Posição de diferentes massas ensaiadas no Mapa de Respostas elaborado.

Como não foi possível realizar a aquisição da resposta sob as frequências de ressonância para a estrutura sem controle devido ao aumento significativo das amplitudes que poderia danificar o sistema excitador, optou-se por realizar uma regressão dos dados ilustrados na Figura 4.26. Assim, os pontos obtidos para a estrutura sem controle durante o ensaio 2.2 foram ajustados, com auxílio da ferramenta *curve fitting toolbox*, à expressão da forma:

$$H(\omega) = \frac{a(2\pi\omega)^2}{\sqrt{(K_1 - M_1(2\pi\omega)^2)^2 + (C_1(2\pi\omega))^2}} + b \quad (4.23)$$

Onde resultaram:

$a=0,3449$, $b=0,01686$, $K_1=1,933 \times 10^4$, $C_1=0,4702$ e $M_1=33,55$.

Os valores para M_1 , K_1 e C_1 obtidos foram aproximadamente da mesma ordem de grandeza dos considerados e obtidos pelas técnicas apresentadas no Capítulo 3. A sobreposição desta curva aos pontos experimentais é apresentada na Figura 4.29.

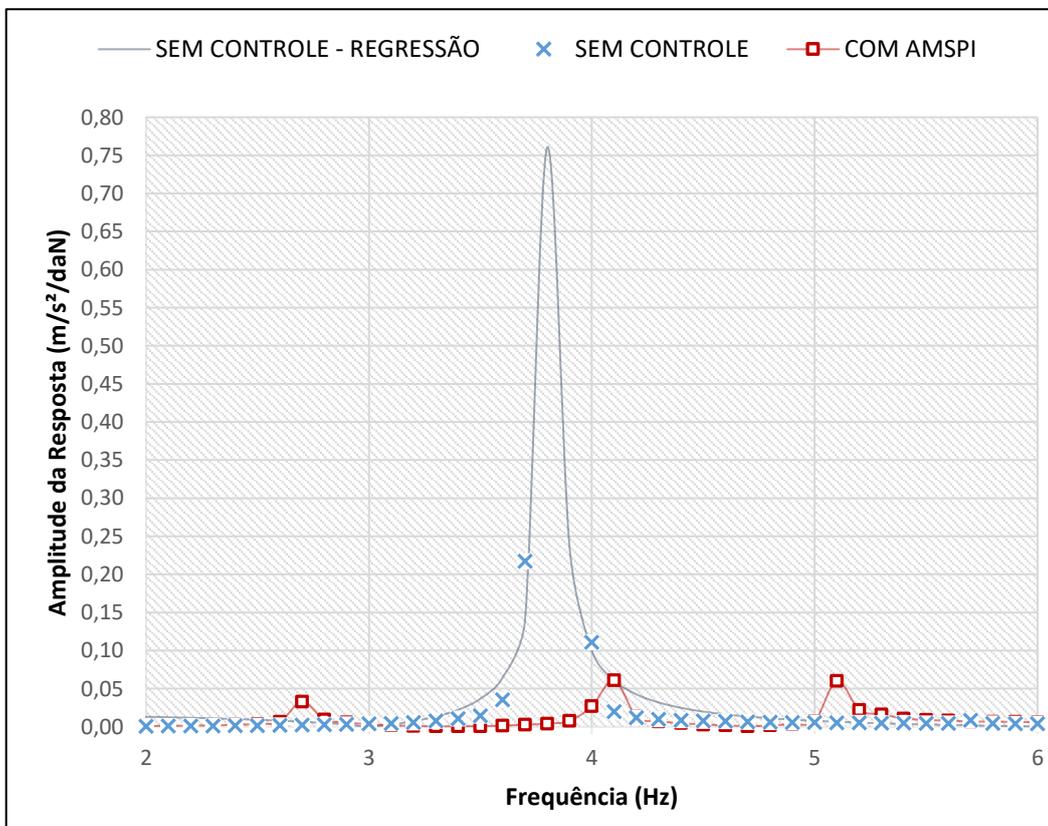


Figura 4.29 – Ajuste de pontos do ensaio 2.2 para a estrutura sem controle.

Conforme ilustrado na Figura 4.29, as respostas que não puderam ser obtidas experimentalmente apresentariam amplitudes muito superiores às registradas. É possível também perceber que o pico de amplitude se daria, de acordo com a regressão, sob a frequência aproximada de 3,8 Hz e não 4 Hz, como esperado.

4.6.4 MONITORAMENTO DOS ENSAIOS POR VÍDEO

O registro dos ensaios por vídeo teve dois objetivos principais: registrar o movimento do topo da estrutura e do pêndulo sob as frequências de ressonância do sistema, comparando-as com os modos de vibração ilustrados na Figura 4.13 e analisar a trajetória do pêndulo para confirmar a hipótese de linearidade adotada inicialmente.

Os deslocamentos do pêndulo e do edifício, em relação à posição neutra, sob as frequências de 2,7 Hz e 4,2 Hz podem ser observados na Figura 4.30. Pode-se perceber que, no primeiro caso, a estrutura vibra em fase com o amortecedor e, no segundo, em oposição de fase, confirmando o que se esperava dos resultados numéricos.

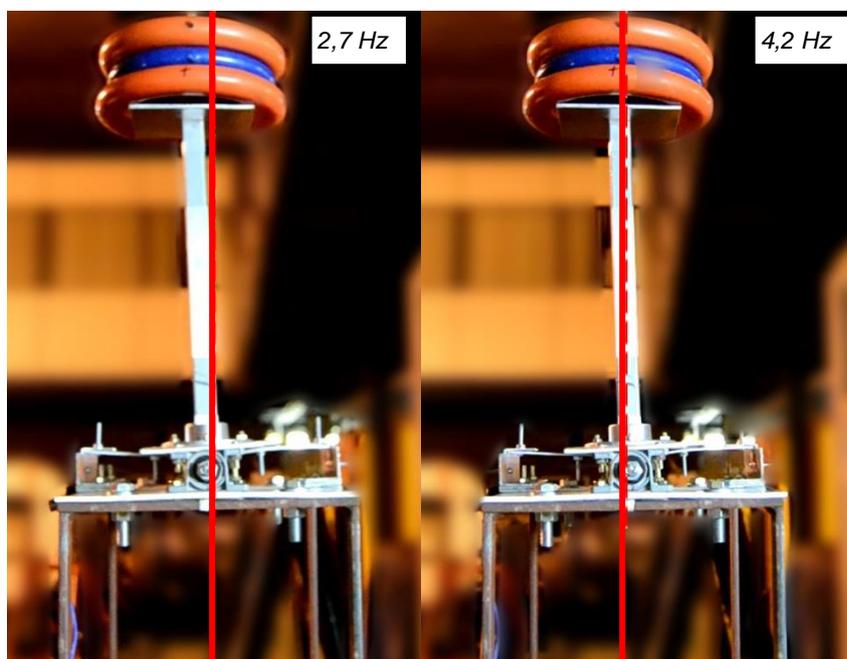


Figura 4.30 – Modos de vibração registrados em vídeo.

A hipótese de linearidade adotada no item 4.1 pressupõe que a oscilação do pêndulo seja limitada a pequenas amplitudes angulares. Assim, pode-se considerar que, para que esta hipótese seja atendida, $\text{sen}(\theta) \approx \theta$, onde θ é o ângulo máximo entre a trajetória do pêndulo e a posição neutra. Com auxílio do *software CVMob*, foi possível monitorar o ângulo da trajetória do pêndulo sob as frequências de ressonância do sistema (Figura 4.31).

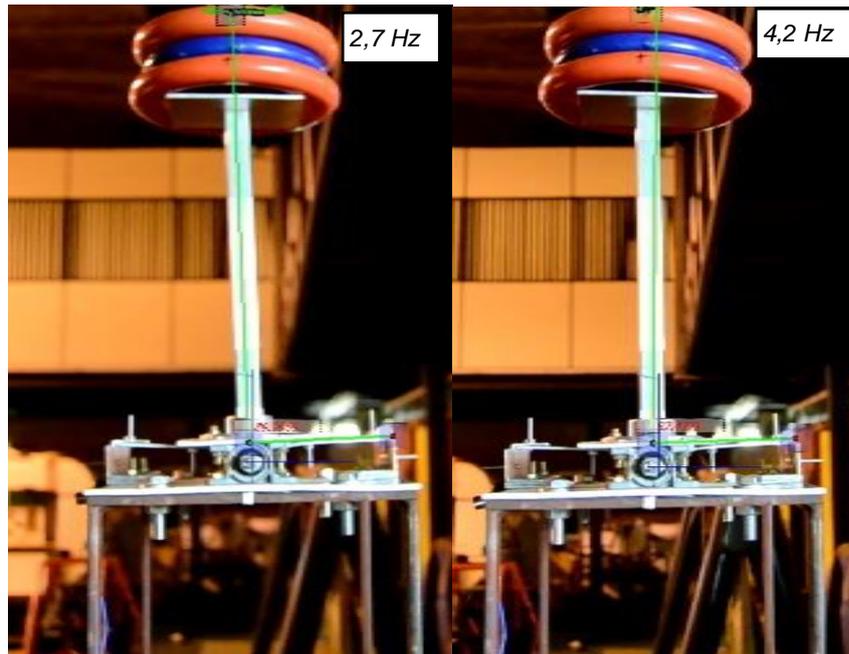


Figura 4.31 – Análise da trajetória angular do pêndulo com *CVMob*.

Quando a excitação estava em aproximadamente 2,7 Hz, o ângulo atingiu a amplitude máxima de $1,69^\circ$ (0,029 rad). Sob a frequência de aproximadamente 4,2 Hz, o valor máximo atingido foi de $1,33^\circ$ (0,023 rad). Como $\text{sen}(0,029) \approx 0,029$ e $\text{sen}(0,023) \approx 0,023$, pode-se considerar que, de fato, a hipótese de linearidade adotada é satisfatória.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho a partir da importância do problema de vibrações excessivas em edifícios altos, tem como objetivo avaliar a performance de um amortecedor de vibrações do tipo pêndulo invertido no controle de vibrações de um modelo experimental reduzido de edifício alto. Inicialmente, a estrutura experimental foi representada como um modelo em elementos finitos e como um modelo teórico do tipo *shear frame*, para caracterização das propriedades dinâmicas da mesma. Posteriormente um ensaio de vibração livre mostrou que o *shear frame*, utilizado com frequência em problemas deste tipo na literatura, não conseguiu reproduzir fielmente o comportamento da estrutura, do ponto de vista de suas frequências naturais. A análise por vídeo forneceu satisfatoriamente a razão de amortecimento da estrutura, possibilitando a redução do modelo a um sistema de um único grau de liberdade.

O amortecedor foi construído em alumínio, onde a massa M_d no topo do pêndulo, composta por anilhas, foi suspensa por uma haste de alumínio e aço e conectada à estrutura principal por meio de uma base composta por rolamentos e um eixo, preso à uma régua de alumínio fixa à dois apoios laterais. Este sistema da base foi responsável pela rigidez K_d e amortecimento C_d do pêndulo, determinados posteriormente também por análise de vídeo.

Prosseguiu-se, então, com uma otimização dos valores dos parâmetros L e μ do amortecedor na tentativa de encontrar *sets* de parâmetros que se mostrassem eficientes. A *toolbox* de Algoritmo Genético permitiu a busca do comprimento e da razão de massa ideal para o AMSPI após a fixação dos valores de rigidez e constante de amortecimento. Esta busca mostrou-se em concordância com o mapa de resposta previamente elaborado através de uma análise de sensibilidade.

O mapa de resposta mostra uma superfície com um vale, que representa geometricamente o conjunto de pontos das soluções ideais para os valores de L e μ . Foi possível confirmar que os melhores desempenhos do AMSPI ao reduzir a

reposta da estrutura, encontrados através do A.G., acontecem, de fato, quando os parâmetros estão localizados no vale.

Esta *toolbox* de Algoritmo Genético, cujo objetivo era a minimização da resposta máxima, mostrou-se eficiente em encontrar os valores ótimos dos parâmetros, dentro dos limites de entrada impostos. Além disso, mostrou-se ser uma ferramenta que dá uma boa orientação para a etapa de definição da configuração final do amortecedor.

Foi possível observar que a redução da resposta de pico depende de um equilíbrio entre o comprimento e a massa no topo do pêndulo, de modo que o algoritmo, sob as restrições impostas, retorna uma massa maior quando o comprimento é limitado e retorna um comprimento maior quando a massa é limitada.

Após a completa definição e caracterização dinâmica do amortecedor e da estrutura, realizou-se previsão numérica do comportamento e da redução das amplitudes das respostas da estrutura ao ser controlada com o amortecedor construído, obtendo-se as frequências ressonantes teóricas, modos de vibração e o quanto a amplitude máxima da resposta seria reduzida.

Os ensaios de vibração harmônica, realizados com duas diferentes técnicas de obtenção das respostas em frequência, mostraram uma redução de, aproximadamente, 15 vezes na amplitude máxima de resposta. As frequências de ressonância do sistema sem e com controle obtidas experimentalmente foram próximas às previstas numericamente e com diferença de, no máximo, 0,1 Hz entre as duas técnicas utilizadas.

Como esperado de um sistema de amortecimento passivo, a redução na resposta foi obtida apenas na região de ressonância da estrutura principal. Nas frequências de ressonância da estrutura acoplada ao amortecedor, a resposta do sistema estrutura+AMS foi superior à obtida para a estrutura sem controle, sob a mesma frequência de excitação.

Os gráficos que exibem a amplitude da força aplicada e a diferença de fase durante a segunda sessão de ensaios mostram um comportamento dentro do

esperado a partir da literatura, com amplitude de força aproximadamente constante e módulo da diferença de fase variando de 180° a 0° ao se aproximar de frequências ressonantes.

Ao se registrar as amplitudes de resposta com a variação da massa M_d , pôde-se perceber que de fato a configuração adotada após o auxílio do Algoritmo Genético foi, de fato, a mais eficaz, dentre as opções disponíveis e que satisfiziam os limites definidos inicialmente.

Ao considerar o acoplamento do AMS do tipo Pêndulo Invertido à estrutura, partiu-se da hipótese simplificadora de que o pêndulo assumia pequenos deslocamentos angulares. Esta hipótese se mostrou coerente com os resultados obtidos durante o monitoramento dos ensaios por vídeo. Também através do vídeo foi possível confirmar os modos de vibração esperados pela simulação numérica.

Do exposto no presente trabalho, os resultados numéricos e experimentais mostram que, apesar das dificuldades de se projetar e construir um sistema de pêndulo invertido passivo, esta é uma maneira possível e eficaz de controle de vibrações em estruturas, surgindo como alternativa ao clássico modelo de Amortecedor de Massa Sintonizada do tipo Pêndulo Convencional.

Como o modelo numérico partiu de uma simplificação que considera um sistema de dois graus de liberdade, não foi possível prever o terceiro pico de ressonância, registrado durante os ensaios. Este pode ser objeto de pesquisas futuras.

Também sugere-se, como continuação desta pesquisa em trabalhos futuros, entre outros:

- A adoção de grandes deslocamentos no pêndulo, de maneira que seja realizada uma análise não linear e a comparação dos resultados com os presentes neste trabalho;
- Realização de novos ensaios, visando simular mais fielmente cargas de natureza aleatória, como sismos, ventos e ocupação humana;

- Realização de estudos numéricos e experimentais com o objetivo de analisar os efeitos na estrutura de múltiplos amortecedores do tipo Pêndulo Invertido, localizados em diferentes pontos da mesma.
- Desenvolver ferramentas computacionais que otimizem os parâmetros do AMS considerando novos critérios como, por exemplo, minimizar acelerações e deslocamentos absolutos no topo da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANH, N. D., MATSUHISA, H., VIETA, L. D., YASUDA, M., 2007. Vibration Control of an Inverted Pendulum Type Structure by Passive Mass-Spring-Pendulum Dynamic Vibration Absorber. *Journal of Sound and Vibration*, vol. 307, pp. 187-201
- ALDRED, J., 2010. Burj Khalifa –a new high for high performance concrete. *Proceedings of ICE*.
- ARORA, J. S., 2004. *Introduction to Optimum Design*. Elsevier Academic Press, 2ª. Ed.
- AVILA, S. M.; PERRONI, J. C. B. Controle de Vibrações Utilizando Amortecedor de Massa Sintonizado na Forma de Pêndulo. In: XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, 2006, Campinas/SP. Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, 2006.
- AVILA, S. M., 2002. Controle Híbrido para atenuação de vibrações em edifícios, Tese de doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- BAGHERINEJAD, K., CHARKHTAB, S., HOSSEINI, S., 2017. Cost Viability of a Base Isolation System for the Seismic Protection of mid-rise reinforced concrete moment frames. *Journal of Civil Engineering Researchers*, pp. 1–7.
- BANISHEIKHOLESAMI, A., BEHNAMFAR, F., GHANDIL, M., 2015. A beam-to-column connection with visco-elastic and hysteretic dampers for seismic damage control. *Journal of Constructional Steel Research*; Vol. 117, pp. 185–195.
- BARONE, G., PALMERI, A., KHETAVAWAT, A., 2015. Passive control of building structures using double-skin façades as vibration absorbers. *Proceedings of the Fifteenth International Conference on Civil Structural and Environmental Engineering Computing*, Prague, 1st-4th Sept., Paper 94.
- BEKDAS, G., NIGDELI, S. M., 2013. Mass ratio factor for optimum tuned mass damper strategies. *International Journal of Mechanical Sciences*; Vol. 71, pp. 68–84.
- BUCKLE, I. G., 2000. *Passive Control of Structures for Seismic Loads*. 12WCEE 2000.
- CTBUH, Disponível em: < <http://www.ctbuh.org/> >. Acesso em: 2018
- CHEN, P. C., TSAI, K. C., LIN, P. Y., 2014. Real-time hybrid testing of a smart base isolation system. *Earthquake engineering & Structural dynamics*; Vol. 43, pp. 139–158.

COLHERINHAS, G. B., 2016. Ferramenta de Otimização via Algoritmos Genéticos com Aplicações em Engenharia, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília.

COLHERINHAS, G. B., MORAIS, M. V. G., SHZU, M. A. M., ÁVILA, S. M., 2015. Genetic Optimization of Tower Vibrations with Pendulum TMD. XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering.

DEN HARTOG, J. P., 1940. Mechanical Vibrations. McGraw-Hill.

DERAEMAERKER, A., SOLTANI, P., 2016. A short note on equal peak design for the pendulum tuned mass dampers. J Multi-body Dynamics

FRAHM, H., 1909. Device for damping vibrations of bodies.

GUIMARÃES, P. V. B., 2016. Controle Semiativo de Modelo de Pêndulo Invertido para Aerogeradores Off-Shore. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília.

GUIMARAES, P. V. B.; MORAIS, M. V. G.; AVILA, S. M.. Tuned Mass Damper Inverted Pendulum to Reduce Offshore Wind Turbine Vibrations. In: Jyoti K Sinha. (Org.). Vibration Engineering and Technology of Machinery. 1ed.London: Springer International Publishing, 2014, v. 23, p. 379-388.

HAFTKA, R. T., GURDAL, Z. 1991. Elements of Structural Optimization. Kluwer Academic Publishers, 3ª. Ed.

HARKARE, P., 2015. Evolving Research on Bionic Architectural solutions for Earthquake Resistant structures.

HESSABI, R. M., MERCAN, O., 2016. Investigations of the application of gyro-mass dampers with various types of supplemental dampers for vibration control of building structures; Engineering Structures, Vol. 126, pp. 174–186.

HOLTZ, G. C. C., 2005. Traçado automático de envoltórias de esforços em estruturas planas utilizando um algoritmo evolucionário. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil da PUC-Rio.

HOUSNER, G. W., BERGMAN, L. A., CAUGHEY, T. K., CHASSIAKOS, A. G., CLAUS, R. O., MASRI, S. F., SKELTON, R. E., SOONG, T. T., SPENCER, B. F., YAO, J. T. P., 1997. Wind-induced motion on tall buildings: A comfort criteria overview. Journal of Engineering Mechanics; Vol. 123 (9), pp. 897–971.

INMAN, J. D., 2017. Vibration with Control. John Wiley & Sons Ltd, 1ª. Ed.

JURUKOVSKI, D., PETKOVSKI, M., RAKICEVIC, Z. T., 1995. Energy absorbing in regular and composite steel frame structures. Engineering Structures 17(5), pp. 319-333.

KHAN, F. R., 1965. Design of High Rise Buildings. Symposium on Steel.

- KIM, Y. C.; BANDI, E. K.; YOSHIDA, A.; TAMURA, Y., 2015. Response characteristics of super-tall buildings – Effects of number of sides and helical angle. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*; Vol. 145, pp. 252–262.
- KORKMAZ, S., 2011. A review of active structural control: challenges for engineering informatics. *Computers and Structures*; Vol. 89, pp. 2113–2132.
- KWOK, K. C. S., 1995. Performance of tuned mass dampers under wind loads. *Engineering Structures*; Vol 17, pp. 655–667.
- LI, G., LI, H. N., 2013. Experimental study and application of metallic yielding–friction damper. *Journal of Earthquake and Tsunami*, Vol. 7, n^o 3, pp. 1350012-1–13.
- LU, W., HUANG, B., CHEN, S., MOSALAM, K. M. 2016. Acceleration demand of the outer-skin curtain wall system of the Shanghai Tower. *Structural Design of Tall and Special Buildings*; Vol. 26, e1341.
- LUCCHINI, A.; GRECO, R.; MARANO, G. C.; MONTI, G., 2014. Robust Design of Tuned Mass Damper Systems for Seismic Protection of Multistory Buildings. *Journal of Struct. Eng*; Vol. 140(8), pp. A4014009-1 – 11.
- LUCO, J. E., 2014. Effects of soil–structure interaction on seismic base isolation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 66, pp. 167–177.
- MAHJoubi, S., MALEKI, S., 2016. Seismic performance evaluation and design of steel structures equipped with dual-pipe dampers. *Journal of Constructional Steel Research*; Vol. 122, pp. 25–39.
- MAJCHER, K., WÓJCICKI, Z., 2014. Kinematically excited parametric vibration of a tall building model with a TMD — Part 1:Numerical analyses. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*; Vol. 14(1), pp. 204–217.
- MASS, D., POON, D., XIA, J.; Case Study: Shangai Tower, *CTBUH Journal*, p. 12-19, 2010.
- MITCHELL, M. *An Introduction to Genetic Algorithms*, MIT Press, Cambridge, MA, 1998
- OLIVEIRA, F. S.; ZULUAGA, A. L.; AVILA, S. M.; BRITO, J. L. V., Design Criteria for a Pendulum Absorber to Control High Building Vibrations. *International Journal of Innovations in Materials Science and Engineering*, v.1, p. 82-89, 2014.
- OLIVEIRA, F. S., 2012. Critérios de Projeto para Amortecedor Tipo Pêndulo para Controle de Vibrações em Edifícios Altos. *Dissertação de Mestrado*, Universidade de Brasília.

- ONG, P. P., ADNAN, A., KWOK, K. C. S., MA, C. K., TIONG, P. L. Y., BEHBAHANI, H. P., 2016. Dynamic simulation of unrestrained interlocking Tuned Liquid Damper blocks; *Construction and Building Materials*, Vol. 144, pp. 586–597.
- PIPII, A. S., BERNARDES JÚNIOR, P. L., MORAIS, M. V. G., ÁVILA, S. M., 2018. Limitations of a dynamic shear-frame model based in a small-scale experimental steel structure. XIV VETOMAC.
- PNEVMATIKOS, N. G., THOMOS, G. C., 2013. Stochastic structural control under earthquake excitations. *Structural control and health monitoring*, Vol. 21, pp. 620–633.
- RAO, S. S., 2009. *Engineering Optimization: Theory and Practice*, John Wiley & Sons, 4ª. Ed.
- RIZK, A. S., 2010. Structural design of reinforced concrete tall buildings. *CTBUH Journal*, Issue I.
- SOONG, T. T., DARGUSH, G. F., 1997. *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. John Wiley & Sons.
- SPENCER, B. F., NAGARAJAIAH, S., 2003. State of the Art of Structural Control, *Journal of structural engineering*, pp. 845-856.
- SPENCER, B. F., JOHNSON, E. A., 2014. Smart Isolation for Seismic Control. *JSME International Journal*, Vol. 43, nº 3, pp. 704-711.
- SUCUPIRA, I. R., 2004. *Métodos Heurísticos Genéricos: Meta-heurísticas e hiper-heurísticas*. Universidade de São Paulo.
- SUN, C., NAGARAJAIAH, S., DICK, A. J., 2014. Experimental investigation of vibration attenuation using nonlinear tuned mass damper and pendulum tuned mass damper in parallel. *Nonlinear Dyn*, Vol. 78, pp. 2699-2715.
- TERUNA, D. R., MAJID, T. A., BUDIONO, B. 2014. The Use of Steel Damper for Enhancing the Seismic Performance of R/C Frame with Soft First Story. *Journal of Civil Engineering Research*, Vol. 4(3A), pp. 191-202.
- WANG, Y. R., HUNG, K. E., 2014. Damping Effect of Pendulum Tuned Mass Damper on Vibration of Two-Dimensional Rigid Body. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, Vol. 22, nº 2, pp. 1450041-1 – 17.
- ZULUAGA, A., L., 2007. *Controle de Vibrações em Edifícios Submetidos à Ação de Cargas Dinâmicas Utilizando Amortecedor de Massa Sintonizado na Forma de Pêndulo*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília.