



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LUCAS SOUSA SANTOS

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE DIFERENTES CONFIGURAÇÕES DE
INSTALAÇÃO DE AMORTECEDORES DE MASSA SOBRE UM PÓRTICO DE
ESTRUTURA METÁLICA SUBMETIDO À CARGAS DINÂMICAS**

João Pessoa

2019

LUCAS SOUSA SANTOS

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE DIFERENTES CONFIGURAÇÕES DE
INSTALAÇÃO DE AMORTECEDORES DE MASSA SOBRE UM PÓRTICO DE
ESTRUTURA METÁLICA SUBMETIDO À CARGAS DINÂMICAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao departamento de Engenharia Civil e Ambiental do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, Campus I, como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof^a Dr^a Andrea Brasiliano Silva

João Pessoa - PB

2019

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

S237a Santos, Lucas Sousa.

Análise da influência de diferentes configurações de instalação de amortecedores de massa sobre um pórtico de estrutura metálica submetido à cargas dinâmicas / Lucas Sousa Santos. - João Pessoa, 2019.
62 f.

Orientação: Andrea Brasiliano Silva.
Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

1. Dinâmica. 2. Shear Building. 3. Amortecedor de Massa Sintonizado. I. Silva, Andrea Brasiliano. II. Título.

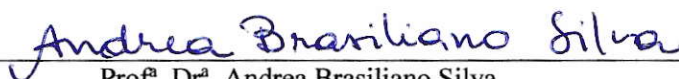
UFPB/BC

FOLHA DE APROVAÇÃO

LUCAS SOUSA SANTOS

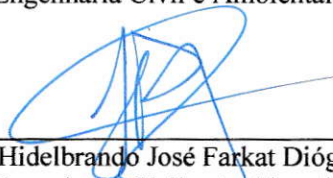
ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DE DIFERENTES CONFIGURAÇÕES DE INSTALAÇÃO DE AMORTECEDORES DE MASSA SOBRE UM PÓRTICO DE ESTRUTURA METÁLICA SUBMETIDO À CARGAS DINÂMICAS

Trabalho de Conclusão de Curso em 26/09/2019 perante a seguinte Comissão Julgadora:



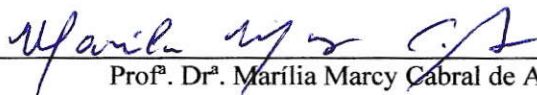
Prof.^a. Dr.^a. Andrea Brasiliano Silva
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO.



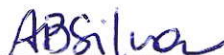
Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Aprovado



Prof.^a. Dr.^a. Marília Marcy Cabral de Araújo
Universidade Federal de Campinha Grande - UFCG

Aprovado



Prof.^a. Andrea Brasiliano Silva
Matrícula Siape: 1549557
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

Dedico este trabalho a Deus e aos meus pais,
por sempre acreditarem nos meus sonhos.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por seu amor e bondade. Por sempre estar ao meu lado, me abençoando grandemente e me dando forças e saúde para enfrentar todas as dificuldades. Por me mostrar o que é o amor verdadeiro e, acima de tudo, por ter me dado o dom da vida.

Aos meus pais, Antônio Marcos Dias Santos e Francisca Eulália de Sousa Santos, que fizeram o de tudo para me criar e me ensinar como ser uma boa pessoa, que apesar de todas as dificuldades, nunca deixaram que me faltasse nada, que sempre me apoiaram nas minhas decisões e na busca dos meus sonhos. Ao meu irmão, Mateus de Sousa Santos, que sempre me apoiou. À minhas tias, Silvane Eulália de Sousa Cipriano e Silvia Eulália de Sousa, e aos meus avós, Expedito Virgulino de Andrade e Eulália Maria de Sousa Andrade, por também serem exemplos de vida para mim e por ajudarem meus pais na formação do meu caráter e me dando apoio.

À minha namorada, Teresa Ruthyele Alencar da Silva, por sempre me dar muito apoio e conforto. Por seu companheirismo e por todas as nossas aventuras. Por sempre estar ao meu lado e me inspirar muito, sendo uma pessoa tão bondosa, dedicada e que sempre está buscando conquistar os seus sonhos, que me faz sempre ter vontade de ser uma pessoa melhor.

Aos meus amigos de longa data, Jairo, Kaio, Noelton, Victor e Maycon, por todos os bons momentos de amizade e companheirismo que passamos juntos durante a vida. Por continuarem sempre me considerando como um irmão, apesar da distância durante esses anos.

À Manuella Cortez Cavalcante, por ter me dado muita força e apoio durante anos. Por ter me motivado a ter coragem de me mudar para tão longe de casa em busca do meu sonho. Por ter me ajudado muito durante esta jornada.

Aos meus professores do Curso de Engenharia Civil da UFPB, que me passaram seus ensinamentos e experiências profissionais e de vida, fazendo com que eu buscasse sempre me tornar um bom profissional no futuro, em especial à minha orientadora, Profa. Dra. Andrea Brasiliano Silva, por todo o seu apoio, paciência e dedicação, me incentivando sempre a alcançar todo o meu potencial e a buscar enfrentar novos desafios.

Aos meus amigos de curso, Natália, Francisco Émerson, Lucas Alves, Mateus Alves, Tatiane, Matheus Assis, Samuel, Yago, Paulinha, Marcos, Eleoni e todos os que estiveram ao meu lado me ajudando a enfrentar essa árdua jornada que foi a graduação.

“Por isso não tema, pois estou com você; não tenha medo, pois sou o seu Deus. Eu o fortalecerei e o ajudarei; Eu o segurarei com a minha mão direita vitoriosa.”

Isaías 41:10, Bíblia Sagrada

RESUMO

Este trabalho de conclusão de curso apresenta um estudo comparativo sobre a utilização de amortecedores de massa sintonizados (AMS), em diferentes configurações de instalação, para o controle de um pórtico plano de estrutura metálica, submetido a diferentes tipos de excitações dinâmicas, sendo elas um sismo recente e uma excitação ambiente modelada como ruído branco. Para tal estudo, foi utilizada uma rotina computacional no *software* MATLAB, empregando métodos de cálculo estrutural dinâmico aliados com o método de cálculo numérico de Newmark, para resolver as equações de movimento da estrutura. Foi feito um comparativo do pórtico modelado com diversos números de pavimentos, e para cada um desses, foram testadas diferentes disposições dos amortecedores de massa sintonizados, sendo elas: um amortecedor no topo da estrutura; amortecedores múltiplos instalados em pavimentos alternados; e dois amortecedores interligados no topo do pórtico. Assim, foram analisadas as diferenças nos resultados de deslocamento, velocidade e amortecimento para cada caso, e foram comparados com a estrutura sem nenhum controle estrutural, verificando para cada uma das duas excitações dinâmicas qual configuração reduziria mais sua resposta.

Palavras-chave: Dinâmica, *Shear Building*, Amortecedor de Massa Sintonizado.

ABSTRACT

This work presents a comparative study about the use of tuned mass dampers (TMD), in different installation settings, for the control of a steel frame, subjected to different types of dynamic excitations, which are a recent earthquake and an ambient excitation modeled as a white noise. For this study, a computational routine was used in the MATLAB software, applying dynamic structural calculation methods combined with the Newmark method, to solve the structure equations of motion. A comparison of the modeled frame with several floor numbers has been made, and for each of these, different arrangements of the tuned mass dampers have been tested, namely: a damper on the top of the structure; multiple dampers installed on alternate floors; and two interconnected dampers on the top. Thus, differences in displacement, velocity, and damping results have been analyzed for each case, and compared with the structure without any damper installed, checking for each of the two dynamic excitations which configuration would further reduce its response.

Keywords: *Dynamic, Shear Building, Tuned Mass Damper.*

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 - Equação geral de movimento	19
Equação 2 - Equação de movimento com vibração livre não amortecida	20
Equação 3 - Movimento de vibração livre harmônico simples.....	20
Equação 4 - Problema de autovalores e autovetores.....	20
Equação 5 - Determinação das frequências naturais.....	21
Equação 6 - Matriz de Amortecimento	21
Equação 7 - Coeficientes de Rayleigh (a_0)	21
Equação 8 - Coeficientes de Rayleigh (a_1)	21
Equação 9 - Matriz de massa do modelo <i>shear building</i>	23
Equação 10 - Matriz de rigidez de uma barra com dois graus de liberdade.....	23
Equação 11 - Matriz de Rigidez do modelo <i>shear building</i>	24
Equação 12 - Rigidez de um pavimento.....	24
Equação 13 - Equações de movimento de um sistema estrutural de um grau de liberdade com um AMS	25
Equação 14 - Matriz de massa de um modelo shear building ligado a um AMS no topo	26
Equação 15 - Matriz de rigidez de um modelo shear building ligado a um AMS no topo	26
Equação 16 - Matriz de massa de um modelo shear building com AMSM instalados nos pavimentos "j" e "r"	29
Equação 17 - Matriz de rigidez de um modelo shear building com AMSM instalados nos pavimentos "j" e "r"	29
Equação 18 - Matriz de amortecimento de um modelo shear building com AMSM instalados nos pavimentos "j" e "r"	29
Equação 19 - Matriz de massa de um modelo shear building com dois amortecedores instalados interligados em série no topo	31
Equação 20 - Matriz de rigidez de um modelo shear building com dois amortecedores instalados interligados em série no topo	31
Equação 21 - Matriz de amortecimento de um modelo shear building com dois amortecedores instalados interligados em série no topo	31
Equação 22 - Fator de amplificação dinâmica da estrutura	32
Equação 23 - Razão de frequência ótima	32
Equação 24 - Razão de amortecimento ótima	32
Equação 25 - Propriedades ótimas de um AMS.....	33
Equação 26 - Largura de banda.....	33
Equação 27 - Expressões ótimas da otimização de Jangid	34
Equação 28 - Expressões de deslocamento, velocidade e aceleração pelo método de Newmark.....	35
Equação 29 - Parâmetros do método de Newmark.....	36
Equação 30 - Vetor de aceleração inicial pelo método de Newmark	36

Equação 31 - Matriz de massa do pórtico de 2 pavimentos	39
Equação 32 - Matriz de rigidez do pórtico de 2 pavimentos	40
Equação 33 - Matriz de amortecimento do pórtico de 2 pavimentos.....	40
Equação 34 - Matriz de massa do pórtico de 5 pavimentos	40
Equação 35 - Matriz de rigidez do pórtico de 5 pavimentos	40
Equação 36 - Matriz de amortecimento do pórtico de 5 pavimentos.....	40
Equação 37 - Matriz de massa do pórtico de 10 pavimentos	41
Equação 38 - Matriz de rigidez do pórtico de 10 pavimentos	41
Equação 39 - Matriz de amortecimento do pórtico de 10 pavimentos.....	41
Equação 40 - Matriz de massa da estrutura de 2 pavimentos com o AMS	45
Equação 41 - Matriz de rigidez da estrutura de 2 pavimentos com o AMS	45
Equação 42 - Matriz de amortecimento da estrutura de 2 pavimentos com o AMS ..	45
Equação 43 - Matriz de massa da estrutura de 2 pavimentos com o AMSM	46
Equação 44 - Matriz de rigidez da estrutura de 2 pavimentos com o AMSM	46
Equação 45 - Matriz de amortecimento da estrutura de 2 pavimentos com o AMSM	46
Equação 46 - Matriz de massa da estrutura de 2 pavimentos com o AMSM I	47
Equação 47 - Matriz de rigidez da estrutura de 2 pavimentos com o AMSM I	47
Equação 48 - Matriz de amortecimento da estrutura de 2 pavimentos com o AMSM I	47

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Edifícios: <i>Burj Khalifa</i> (à esquerda); <i>Shanghai Tower</i> (à direita).....	15
Figura 2 - Exemplos de amortecedores de massa sintonizados aplicados a estruturas de engenharia civil: amortecedor utilizado no arranha-céus Taipei 101 (à esquerda); amortecedor instalado no estádio Mineirão (à direita).....	17
Figura 3 - Modelo <i>shear building</i>	22
Figura 4 - Esquema estrutural de um grau de liberdade com um AMS.....	26
Figura 5 - Modelo de pórtico com AMSM instalados nos pavimentos "j" e "r"	28
Figura 6 - Modelo de pórtico com dois amortecedores instalados interligados em série no topo	30
Figura 7 - Fluxograma das etapas realizadas para o desenvolvimento do trabalho.	39
Figura 8 - Representação do pórtico escolhido com 2, 5 e 10 pavimentos	39
Figura 9 - Acelerograma do tremor de terra	43
Figura 10 - Acelerograma do ruído branco.....	44
Figura 11 - Deslocamento no topo do pórtico com 10 pavimentos devido ao tremor de terra, sem AMS (em vermelho) e com AMSM (em azul)	50
Figura 12 - Deslocamento no topo do pórtico com 5 pavimentos devido ao ruído branco, sem AMS (em vermelho) e com AMS (em azul)	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Otimização Jangid coeficientes utilizados para o cálculo das expressões ótimas.....	34
Tabela 2 - Perfis escolhidos para os pilares e vigas e suas propriedades	38
Tabela 3 - Valores frequência natural do pórtico associado ao primeiro modo de vibração.....	42
Tabela 4 - Características ótimas para o AMS.	45
Tabela 5 - Características ótimas para o AMSM	46
Tabela 6 - Deslocamentos máximos no topo da estrutura nos testes com o tremor de terra.....	49
Tabela 7 - Velocidades máximas no topo da estrutura nos testes com o tremor de terra	49
Tabela 8 - Acelerações máximas no topo da estrutura nos testes com o tremor de terra	49
Tabela 9 - Deslocamentos máximos no topo da estrutura nos testes com o ruído branco	51
Tabela 10 - Velocidades máximas no topo da estrutura nos testes com o ruído branco	51
Tabela 11 - Acelerações máximas no topo da estrutura nos testes com o ruído branco.	51

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	OBJETIVOS	18
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	19
3.1	EQUAÇÃO DE MOVIMENTO.....	19
3.2	<i>SHEAR BUILDING</i>	21
3.3	AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO (AMS)	24
3.3.1	Amortecedor de massa sintonizado múltiplo (AMSM)	27
3.3.2	Amortecedor de massa sintonizado múltiplo interligado (AMSM I) ..	30
3.3.3	Otimização do amortecedor de massa sintonizado	31
3.3.4	Otimização do amortecedor de massa sintonizado múltiplo	33
3.4	MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DE NEWMARK.....	35
4	METODOLOGIA	37
4.1	MODELAGEM DA ESTRUTURA	38
4.2	EXCITAÇÕES APLICADAS	42
4.2.1	Sismo	42
4.2.2	Ruído Branco	43
4.3	CONFIGURAÇÕES DO AMS.....	44
4.3.1	Configuração 1 (um AMS instalado no topo da estrutura)	44
4.3.2	Configuração 2 (AMSM instalados em pavimentos alternados)	45
4.3.3	Configuração 3 (AMSM I instalado no topo da estrutura)	47
4.4	ROTINA DE CÁLCULO	48
5	RESULTADOS	49
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	53
	REFERÊNCIAS	54
	ANEXO A — Parte da tabela de bitolas da Gerdau.....	56
	ANEXO B — Rotina de cálculo utilizada (adaptada de Kronbauer (2013))	57

1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas a população das grandes cidades vem crescendo de forma descontrolada e a falta de espaço é um problema cada vez mais preocupante. Devido a essa falta de espaço físico, as cidades estão tendendo a serem cada vez mais verticalizadas.

Também nas últimas décadas, a tecnologia de construção e as técnicas de cálculo estrutural, aliadas ao uso de *softwares*, tiveram um significativo avanço, o que vem possibilitando o surgimento de edifícios cada vez mais altos e esbeltos, ajudando a suprir a necessidade de verticalização das cidades.

Na figura 1 são mostrados os dois maiores edifícios do mundo, atualmente, sendo o primeiro lugar o *Burj Khalifa*, com 828 metros de altura e o segundo lugar o *Shanghai Tower*, com 632 metros de altura.

Figura 1 - Edifícios: *Burj Khalifa* (à esquerda); *Shanghai Tower* (à direita)



Fontes: <https://www.amazon.com/OFILEA-Photography-Background-Wallpaper-Construction/dp/B076ZL1D6F>; <https://br.pinterest.com/pin/493496071661881387/>

Com a esbeltez cada vez maior dos edifícios surge uma nova preocupação quanto à estabilidade global da estrutura, pois com a diminuição das seções dos elementos estruturais proporcionados pelos avanços já citados, a estrutura acaba ficando cada vez mais susceptível à ação de cargas horizontais, como cargas de vento e de terremotos.

Nota-se que a maioria das cargas horizontais que atuam na estrutura, assim como outros tipos de cargas como aquelas provenientes da ação humana, ou até de máquinas pesadas em funcionamento, têm caráter dinâmico, e com essa diminuição das seções dos elementos estruturais, as estruturas ficam cada vez mais sensíveis a este tipo de excitação.

Os métodos de cálculo disponíveis para analisar a ação dinâmica em estruturas são bem mais sofisticados do que os métodos que consideram apenas a ação estática, o que passa a exigir um maior aperfeiçoamento dos engenheiros calculistas.

Um grande problema com estruturas cada vez mais esbeltas submetidas à cargas dinâmicas é a possibilidade de ocorrência do fenômeno de ressonância, que ocorre quando a frequência da excitação dinâmica atua com valor próximo a uma das frequências naturais da estrutura, sendo que a frequência natural associada ao primeiro modo de vibração da estrutura pode ter valor muito pequeno, o que pode facilitar a ocorrência da ressonância. Além disso, cargas dinâmicas podem danificar os elementos estruturais pela fadiga, onde os elementos diminuem de resistência com o tempo devido a esse tipo de excitação. Outro problema ainda é o desconforto que a vibração causa aos usuários.

Devido a todos estes problemas, surgiu a necessidade do desenvolvimento de tecnologias de controle estrutural. Surgiram então dispositivos que buscam ajudar a dissipar a energia e os deslocamentos que a estrutura principal sofre ao ser excitada pelas ações dinâmicas. Os dispositivos de controle podem ser dos tipos ativos, passivos, híbridos e semi-ativos (PENA, 2017).

Um tipo de dispositivo de controle estrutural muito utilizado, e que será estudado neste trabalho, é o amortecedor de massa sintonizado (AMS). Este, é constituído de um sistema massa-mola-amortecedor, sendo conectado à estrutura principal e sendo sintonizado para a frequência natural que se deseja controlar.

Uma das possibilidades proporcionadas pelo AMS é o uso de um sistema constituído por vários amortecedores com as mais diversas características e

diferentes posições. Nesse caso, é possível calibrar cada amortecedor para frequências naturais diferentes da estrutura principal, possibilitando um melhor controle. Esse sistema é chamado de amortecedor de massa sintonizado múltiplo (AMSM).

Na figura 2, encontram-se exemplos de AMS utilizados em estruturas pelo mundo:

Figura 2 - Exemplos de amortecedores de massa sintonizados aplicados a estruturas de engenharia civil: amortecedor utilizado no arranha-céus Taipei 101 (à esquerda); amortecedor instalado no estádio Mineirão (à direita)



Fontes: <http://maisumaengenharia.blogspot.com/2015/08/amortecedor-de-massa-sintonizada-tmd-do.html>; <http://www.ppp.mg.gov.br/noticias-mineirao/page/608-mineirao-tera-166-amortecedores-de-alta-performance>

2 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é realizar um análise numérica do efeito de excitações externas dinâmicas (um sismo, e uma excitação ambiente modelada como ruído branco) atuando sobre uma estrutura metálica em diferentes níveis de pavimentos, em termos de deslocamento, de velocidade e de aceleração, e a influência do uso de um sistema de controle estrutural utilizando amortecedores de massa sintonizados também em diferentes configurações, quanto à quantidade, posicionamento e ligação entre eles. A estrutura será modelada como *shear building*,

Esta análise utilizará teoria de cálculo estrutural dinâmico de modo a encontrar as frequências naturais correspondentes aos primeiros modos de vibração da estrutura, que são de maior preocupação nas obras de engenharia. Além disso, este trabalho visa utilizar o método de integração de Newmark para buscar as respostas da estrutura às excitações.

Outro propósito é o de utilizar métodos conhecidos na literatura para realizar uma otimização dos sistemas de controle estrutural testados, de forma que o amortecimento seja o mais eficiente possível para cada caso.

O objetivo final será analisar em quais das diversas combinações testadas a porcentagem de redução de deslocamento, velocidade e aceleração da estrutura será maior, sendo assim mais eficaz.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 EQUAÇÃO DE MOVIMENTO

As equações de movimento são expressões que determinam o histórico dos deslocamentos em função do tempo da estrutura submetida a esforços dinâmicos. Segundo Clough e Penzien (2003), o princípio dos deslocamentos virtuais pode ser aplicado para desenvolver as equações de movimento, que se reduzem a uma equação diferencial. A equação geral de movimento para uma estrutura discretizada amortecida, submetida a uma força externa dinâmica $F(t)$ é dada por:

$$Mu'' + Cu' + Ku = F(t) \quad (1)$$

Onde:

M : matriz de massa da estrutura

C : matriz de amortecimento da estrutura

K : matriz de rigidez da estrutura

u'' : vetor de aceleração da estrutura

u' : vetor de velocidade da estrutura

u : vetor de deslocamento da estrutura

$F(t)$: força externa dinâmica

As matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura são matrizes quadradas de ordem n , que é o número de graus de liberdade da estrutura. Os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento também têm ordem n .

Ainda de acordo com Clough e Penzien (2003), para encontrar as frequências naturais e os modos de vibração da estrutura, é necessário fazer uma análise da equação de movimento considerando a estrutura não amortecida e sob vibração livre, segundo a equação (2), devendo-se determinar que as condições de equilíbrio para que esta seja satisfeita.

$$Mu'' + Ku = 0 \quad (2)$$

Assumindo o movimento de vibração livre como harmônico simples, o deslocamento da estrutura em função do tempo pode ser dado por:

$$u(t) = \Phi \sin(\omega t + \theta) \quad (3)$$

Onde:

Φ : modos de vibração do sistema

ω : frequência

θ : ângulo de fase

Ao derivar duas vezes a equação anterior em relação ao tempo e substituindo na equação de movimento com vibração livre não amortecida, tem-se a equação (4):

$$[K - \omega^2 M]\Phi = 0 \quad (4)$$

Onde:

K : matriz de rigidez da estrutura

ω : frequência

M : matriz de massa da estrutura

Φ : modos de vibração do sistema

A equação (4) é conhecida como o problema de autovalores e autovetores, sendo sua solução as frequências naturais da estrutura, dadas pelos autovalores, e os modos de vibração, dados pelos autovetores.

Considerando o determinante da matriz da equação anterior nulo, obtêm-se os valores das frequências naturais da estrutura (ω_n), através da equação (5).

Substituindo os valores encontrados de frequência natural na equação (4), são obtidos os modos de vibração da estrutura (Φ).

$$|[K - \omega^2 M]| = 0 \quad (5)$$

A matriz de amortecimento da estrutura é montada utilizando o amortecimento de Rayleigh, que considera esse parâmetro como sendo uma combinação linear das matrizes de massa e de rigidez da estrutura. Segundo Clough e Penzien (2003), a matriz de amortecimento da estrutura pode ser gerada a partir da equação (6):

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (6)$$

Onde a_0 e a_1 são os coeficientes de Rayleigh, dados pelas equações (7) e (8):

$$a_0 = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \cdot (\omega_m \cdot \omega_n) \quad (7)$$

$$a_1 = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \quad (8)$$

Nessas expressões, os coeficientes ω_m e ω_n são tidos como as duas frequências naturais associadas a modos de vibração da estrutura. Neste trabalho foram escolhidos os valores das duas primeiras frequências naturais para calcular os coeficientes de Rayleigh.

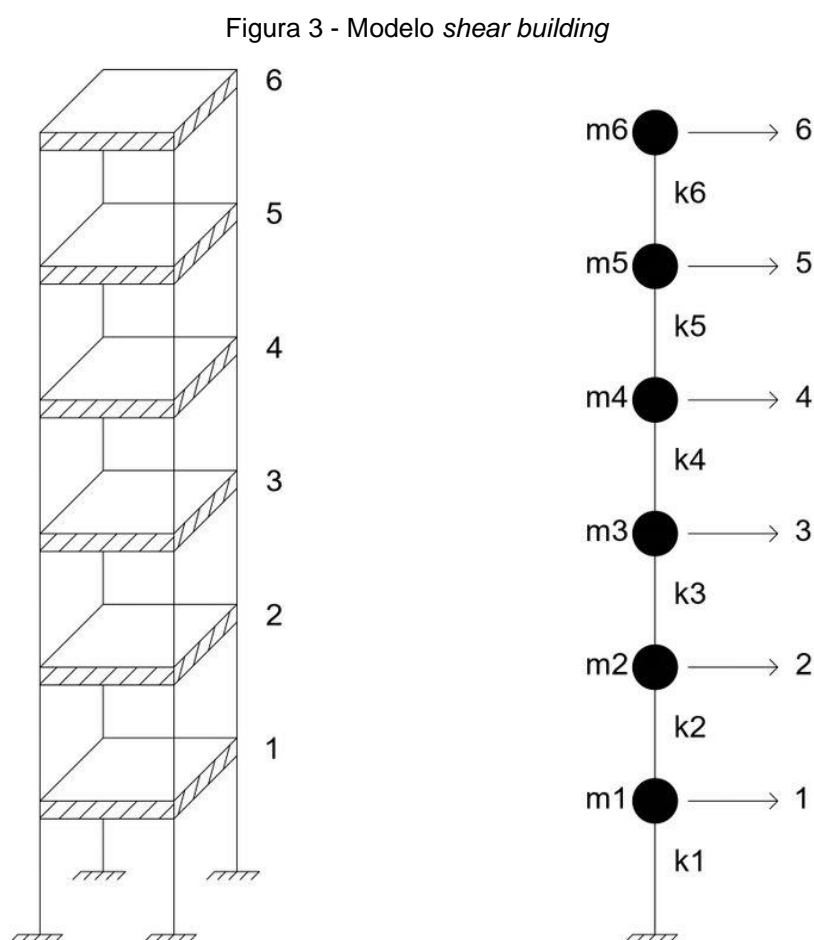
3.2 SHEAR BUILDING

O modelo *shear building* é uma simplificação utilizada para representar edifícios ou pórticos, partindo do princípio de que devido à rigidez das lajes ser muito grande, os deslocamentos horizontais dos pilares ocorrem de maneira uniforme neste nível. Como a deformação axial dos pilares é quase irrisória, assim como a rotação, em

comparação aos deslocamentos horizontais devido a cargas nessa direção, apenas estes últimos são considerados neste modelo. Outro princípio considerado é que a massa no nível das lajes é muito maior do que a massa dos pilares.

Seguindo estes princípios, a idealização do modelo *shear building* é feita então reduzindo toda a estrutura a uma barra vertical, engastada no solo, onde toda a massa de cada pavimento é concentrada em um único ponto correspondente ao nível da laje deste pavimento. Cada trecho entre um ponto de massa e outro representa a junção de todos os pilares de um único pavimento, sendo estes os responsáveis quanto à rigidez ao deslocamento horizontal. Cada pavimento vai corresponder então a um grau de liberdade.

Na figura 3 encontra-se a representação da simplificação para o modelo *shear building*.



Fonte: O autor (2019)

Para o modelo considerado, a matriz de massa da estrutura será formada, de acordo com Ribeiro (2017), segundo a equação (9):

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & m_n \end{bmatrix} \quad (9)$$

Sendo cada coeficientes m_i correspondente a massa total do pavimento i .

Como o modelo *shear building* só considera os graus de liberdade de translação perpendicular ao eixo e pode ser considerado como uma barra engastada, a matriz de rigidez para a barra com, por exemplo, 2 graus de liberdade, será dada então por:

$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{24EI}{L^3} & \frac{-12EI}{L^3} \\ \frac{-12EI}{L^3} & \frac{12EI}{L^3} \end{bmatrix} \quad (10)$$

Onde:

K : matriz de rigidez da estrutura

k_{ij} : coeficientes de rigidez

E : módulo de elasticidade da barra

I : Inércia da barra

L : Comprimento de um trecho de barra

Para o caso de um pórtico com n pavimentos, utilizando o modelo *shear building*, o processo de montagem da matriz de rigidez pode ser simplificado de acordo com a equação 11.

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \dots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \dots & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & k_n \end{bmatrix} \quad (11)$$

Onde k_i representa a rigidez de um pavimento com n pilares de mesmas características de módulo de elasticidade, inércia e comprimento, e é dado por:

$$K_i = n \cdot \frac{12EI}{L^3} \quad (12)$$

Neste trabalho, a matriz de amortecimento do modelo *shear building* será montada utilizando o amortecimento de Rayleigh apresentada anteriormente na equação (6).

3.3 AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO (AMS)

O amortecedor de massa sintonizado (AMS) é um amortecedor de controle estrutural passivo, constituído por um sistema massa-mola-amortecedor. Este tipo de amortecedor é fixado à estrutura principal e atua na dissipação de energia quando essa estrutura é submetida à uma excitação externa.

O AMS recebe este nome devido à sincronização da frequência deste com a frequência da estrutura associada ao primeiro modo de vibração, que geralmente é o predominante nos edifícios altos devido ter o menor valor entre as frequências naturais da estrutura e, conseqüentemente, sendo o mais fácil de ser excitado por uma força dinâmica externa. No momento em que a estrutura é excitada nesta frequência, a energia é transferida ao amortecedor, que se movimentará fora de fase e atuará na dissipação (LARA VALENCIA, 2007).

É importante ressaltar que, para que o AMS seja eficiente, é necessário que seus parâmetros de massa, rigidez e amortecimento sejam bem definidos, dependendo dos parâmetros da estrutura principal. A definição dos parâmetros é feita

a partir de uma otimização, utilizando critérios já bem definidos, como os de Den Hartog (1956) e de Jangid (1999) que requerem que as características da estrutura principal sejam bem definidas, pois caso contrário, a eficiência do controle ficará comprometida.

Segundo Lara Valencia (2007), para um sistema com 1 grau de liberdade e com um AMS, submetido a uma carga dinâmica $f(t)$, como mostrado na figura 4, as equações de movimento são estabelecidas pelo sistema apresentado na equação (13):

$$\begin{cases} Mu_1''(t) + Cu_1'(t) + Ku_1 = f(t) + k[u_2(t) - u_1(t)] + c[u_2'(t) - u_1'(t)] \\ mu_2''(t) + c[u_2'(t) - u_1'(t)] + k[u_2(t) - u_1(t)] = 0 \end{cases} \quad (13)$$

Onde:

M : massa da estrutura

C : amortecimento da estrutura

K : rigidez da estrutura

m : massa do AMS

c : amortecimento do AMS

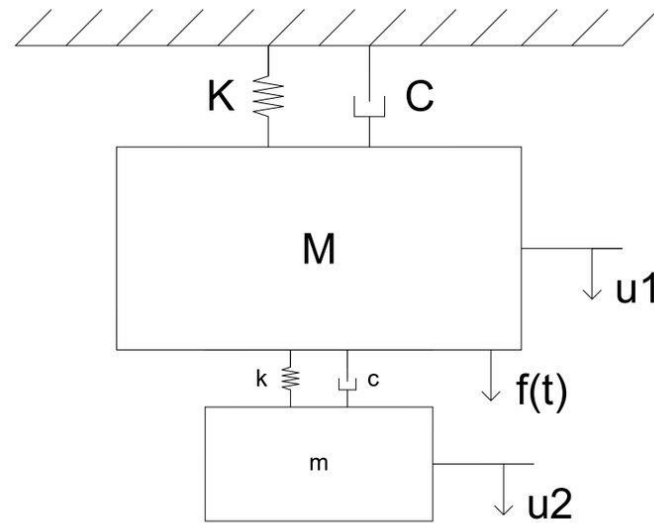
k : rigidez do AMS

$u_1(t)$: deslocamento da estrutura em relação à base

$u_2(t)$: deslocamento do AMS em relação à base

$f(t)$: força de excitação dinâmica

Figura 4 - Esquema estrutural de um grau de liberdade com um AMS



Fonte: O autor (2019)

Para um modelo *shear building* com n graus de liberdade, as matrizes de massa e rigidez de um sistema ligado a um AMS no topo são montadas, segundo Breda *et al.* (2016), conforme as equações (14) e (15), respectivamente:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & m_n & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & m_a \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & k_n + k_a & -k_a \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & -k_a & k_a \end{bmatrix} \quad (15)$$

Em que m_a e k_a são as características de massa e de rigidez do amortecedor.

Assim como no caso do modelo *shear building* sem amortecedor instalado, a matriz de amortecimento do modelo com um amortecedor no topo será montada utilizando o amortecimento de Rayleigh.

3.3.1 Amortecedor de massa sintonizado múltiplo (AMSM)

Em uma mesma estrutura, há a possibilidade de instalar mais de um AMS, onde cada um é sintonizado na frequência que se deseja controlar, que neste caso também geralmente é a correspondente ao primeiro modo de vibração da estrutura, mas também existe a possibilidade de sintonizar diferentes amortecedores com as frequências correspondentes aos outros modos de vibração. Esse sistema é denominado de amortecedor de massa sintonizado múltiplo (AMSM).

Além da possibilidade de utilizar amortecedores para várias frequências diferentes, o sistema AMSM tem como vantagem possibilitar o uso de amortecedores com massa menor do que a que seria necessária para um único AMS, o que facilita a construção e a instalação dos amortecedores. Outra grande vantagem é o grande leque de possibilidades quanto ao posicionamento: enquanto o AMS geralmente é instalado no topo da edificação, o AMSM pode ser instalado em diferentes pavimentos, além de poderem ser instalados em paralelo ou em série.

A versatilidade que o AMSM permite que, através de várias simulações de cálculo para diferentes configurações, os projetistas consigam encontrar as soluções mais racionais para dissipar os deslocamentos causados pelas excitações sofridas pela estrutura.

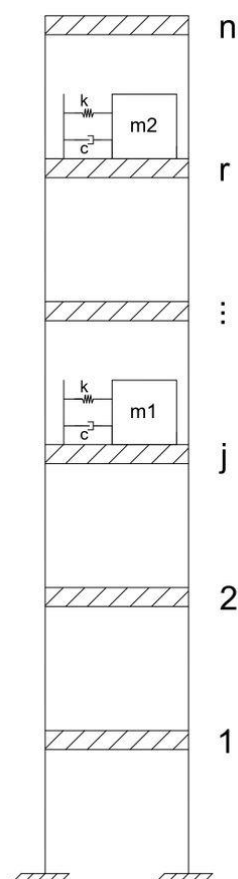
Outra grande vantagem do uso do sistema AMSM é que ao se utilizar apenas um AMS e sintonizá-lo na frequência correspondente ao primeiro modo de vibração, ele será pouco eficiente para as respostas correspondentes aos outros modos de vibração, havendo a possibilidade do AMS até amplificar estas respostas (LARA VALENCIA, 2007).

Assim como no AMS, é necessário que sejam definidos os parâmetros de massa, rigidez e amortecimento para o AMSM, que também dependeram dos parâmetros da estrutura principal, além da quantidade pré-escolhida de amortecedores. Essa definição também é feita através de uma otimização utilizando

critérios já bem definidos, como o de Jangid (1999), sendo que o de Den Hartog (1956), que é amplamente utilizado para o AMS não é eficaz para o sistema AMSM (OSPINA, 2008).

Na figura 5 mostra um modelo de pórtico com AMSM instalados nos pavimentos "j" e "r":

Figura 5 - Modelo de pórtico com AMSM instalados nos pavimentos "j" e "r"



Fonte: O autor (2019)

Segundo Pena (2017), para um modelo *shear building* com AMSM instalados nos pavimentos "j" e "r", as matrizes de massa, rigidez e amortecimento podem ser montadas utilizando as matrizes da estrutura e as características dos amortecedores da seguinte maneira, respectivamente:

$$M_{est+AMSM} = \begin{bmatrix} M_{est} & 0 & 0 \\ 0 & m_{AMS1} & 0 \\ 0 & 0 & m_{AMS2} \end{bmatrix} \quad (16)$$

$$K_{est+AMSM} = \begin{bmatrix} k_1 & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & 0 & 0 \\ \cdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \cdots & \cdots & k_j + k_{AMS1} & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & -k_{AMS1} & \vdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & 0 & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & k_r + k_{AMS2} & \vdots & \vdots & \vdots & -k_{AMS2} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \ddots & \vdots & \vdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & k_n & 0 & \vdots \\ 0 & \cdots & -k_{AMS1} & 0 & \cdots & \cdots & 0 & k_{AMS1} & 0 \\ 0 & \cdots & \cdots & 0 & -k_{AMS2} & 0 & \cdots & 0 & k_{AMS2} \end{bmatrix} \quad (17)$$

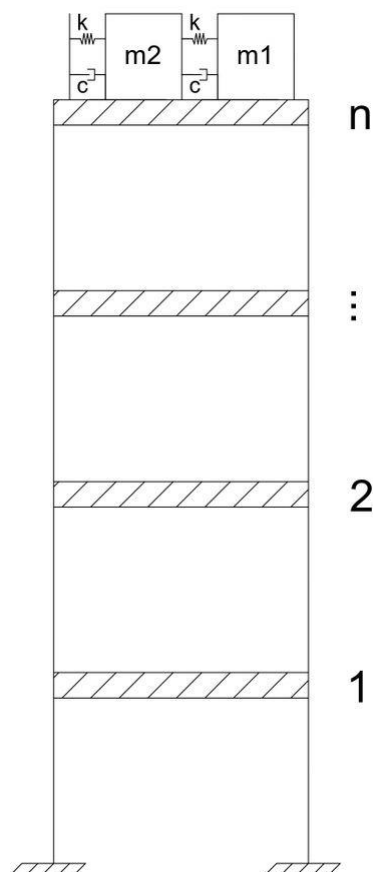
$$C_{est+AMSM} = \begin{bmatrix} c_1 & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & 0 & 0 \\ \cdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \cdots & \cdots & c_j + c_{AMS1} & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & -c_{AMS1} & \vdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & 0 & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & c_r + c_{AMS2} & \vdots & \vdots & \vdots & -c_{AMS2} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \ddots & \vdots & \vdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & c_n & 0 & \vdots \\ 0 & \cdots & -c_{AMS1} & 0 & \cdots & \cdots & 0 & c_{AMS1} & 0 \\ 0 & \cdots & \cdots & 0 & -c_{AMS2} & 0 & \cdots & 0 & c_{AMS2} \end{bmatrix} \quad (18)$$

3.3.2 Amortecedor de massa sintonizado múltiplo interligado (AMSM I)

Uma das possíveis configurações do AMSM é dispor os amortecedores interligados entre si num mesmo pavimento. Esse sistema é denominado de amortecedor de massa sintonizado múltiplo interligado (AMSM I). Nele, um primeiro amortecedor de massa é conectado à estrutura na posição escolhida e os demais são ligados entre si em série, sendo que o deslocamento do primeiro amortecedor é relativo à estrutura e os deslocamentos dos demais são relativos aos dos seus predecessores.

Na figura 6 é mostrado um modelo de pórtico com dois amortecedores instalados interligados em série no topo:

Figura 6 - Modelo de pórtico com dois amortecedores instalados interligados em série no topo



Fonte: O autor (2019)

De forma similar a montagem de matrizes para um modelo *shear building* com AMSM instalados em alguns pavimentos, Pena (2017) mostra que as matrizes de massa, rigidez e amortecimento de um modelo com dois amortecedores instalados interligados em série no topo podem ser montadas, respectivamente, da seguinte forma:

$$M_{est+AMSMI} = \begin{bmatrix} M_{est} & 0 & 0 \\ 0 & m_{AMS1} & 0 \\ 0 & 0 & m_{AMS2} \end{bmatrix} \quad (19)$$

$$K_{est+AMSMI} = \begin{bmatrix} K_{est} + k_{AMS1} & -k_{AMS1} & 0 \\ -k_{AMS1} & k_{AMS1} + k_{AMS2} & -k_{AMS2} \\ 0 & -k_{AMS2} & k_{AMS2} \end{bmatrix} \quad (20)$$

$$C_{est+AMSMI} = \begin{bmatrix} C_{est} + c_{AMS1} & -c_{AMS1} & 0 \\ -c_{AMS1} & c_{AMS1} + c_{AMS2} & -c_{AMS2} \\ 0 & -c_{AMS2} & c_{AMS2} \end{bmatrix} \quad (21)$$

3.3.3 Otimização do amortecedor de massa sintonizado

Quando se pretende utilizar um amortecedor de massa sintonizado em uma estrutura é necessário determinar seus parâmetros de forma que o amortecedor seja o mais eficiente possível. Na literatura existem vários métodos possíveis para fazer a otimização, sendo o método de Den Hartog (1956) um dos mais utilizados.

Pelo método de Den Hartog (1956), o efeito dinâmico do AMS é mensurado fazendo uma comparação com o deslocamento estático da estrutura, considerada não amortecida e excitada por uma força harmônica senoidal, sendo considerado um fator de amplificação dinâmica da estrutura (R), dado por:

$$R = \frac{u_{m\acute{a}x}}{u_{st}} = \sqrt{\frac{(\alpha^2 - \beta^2)^2 + (2\xi_a \alpha \beta)^2}{[(\alpha^2 - \beta^2)(1 - \beta^2) - \alpha^2 \beta^2 \mu]^2 + (2\xi_a \alpha \beta)^2 (1 - \beta^2 - \beta^2 \mu)^2}} \quad (22)$$

Onde:

R : fator de amplificação dinâmica

$u_{m\acute{a}x}$: deslocamento máximo da estrutura

u_{st} : deslocamento máximo estático

α : razão de frequência, $\alpha = \omega_a / \omega_{est}$

ω_a : frequência natural do AMS, $\omega_a^2 = k/m$

ω_{est} : frequência natural da estrutura, $\omega_{est}^2 = K/M$

β : razão de frequência forçada do sistema principal, $\beta = \omega / \omega_{est}$

ξ_a : razão de amortecimento do AMS, $\xi_a = c/c_c = 2m\omega_a$

c_c : amortecimento crítico do AMS

μ : razão de massa, $\mu = m_a/M$

Existem valores de pico na amplificação dinâmica decorrentes do uso de AMS que devem ser evitados. Estes picos dependem, entre outros fatores, do valor de razão de amortecimento (ξ_a). Segundo Den Hartog (1956), estes picos podem ser minimizados estabelecendo-se previamente um valor para a razão de massa (μ), e com este, calcular um valor ótimo para a razão de frequência (α), chamado de razão de frequência ótima ($\alpha_{\acute{o}timo}$) e a razão de amortecimento ótima ($\xi_{\acute{o}timo}$), calculadas com as seguintes expressões:

$$\alpha_{\acute{o}timo} = \frac{1}{1+\mu} \quad (23)$$

$$\xi_{\acute{o}timo} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (24)$$

Com a massa adotada previamente pela razão de massa escolhida, depois de calcular estes parâmetros de otimização, as propriedades ótimas de frequência (ω_a), rigidez (k) e amortecimento (c) do AMS, são obtidas por:

$$\begin{cases} \omega_a = \alpha\omega_{est} \\ k = \omega_a^2 m \\ c = 2m\xi_a\omega_a \end{cases} \quad (25)$$

3.3.4 Otimização do amortecedor de massa sintonizado múltiplo

Jangid (1999) estudou a otimização de AMSM para um modelo submetido à uma excitação em sua base, buscando minimizar os deslocamentos da estrutura principal, considerando o mesmo valor de razão de amortecimento (ξ) em todos os amortecedores. Durante sua análise, percebeu que os parâmetros de Den Hartog (1956) não poderiam ser utilizados no caso do uso de múltiplos amortecedores instalados na estrutura, pois não fornece os pontos fixos de pico na amplificação dinâmica (OSPINA, 2008). Iniciou então uma busca numérica baseada em características do AMSM, sendo elas: ξ , α e β_L , em que β_L é a largura de banda, que depende das frequências dos amortecedores, calculada por:

$$\beta_L = \frac{(\omega_n - \omega_1)}{\omega_T} \quad (26)$$

Onde:

ω_n : enésima frequência

ω_1 : primeira frequência

ω_T : média das frequências dos amortecedores

Depois de analisar e tabelar diferentes combinações para as características do AMSM, foram realizados ajustes de curvas e chegou em expressões para calcular as características ótimas, sendo necessário previamente o número de amortecedores que serão utilizados (n) e a razão de massas (μ). As expressões são as seguintes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi' = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)(1-0,5\mu)}} + f(\mu)\sqrt{\mu}[a_4(\frac{1}{\sqrt{n}} - 1) + a_5(\frac{1}{n} - 1) + a_6(\sqrt{n} - 1)] \\ \beta_L = f(\mu)\sqrt{\frac{\mu}{n}}[a_4(\frac{1}{\sqrt{n}} - 1) + a_5(n - 1) + a_6(\sqrt{n} - 1)] \\ \alpha = \sqrt{\frac{1-0,5\mu}{1+\mu}} + f(\mu)\sqrt{\frac{\mu}{n}}[a_4(\frac{1}{\sqrt{n}} - 1) + a_5(n - 1) + a_6(\sqrt{n} - 1)] \\ R_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{2}{\mu}}(1 + \mu) + f(\mu)\sqrt{\frac{1}{\mu}}[a_4(\frac{1}{\sqrt{n}} - 1) + a_5(\frac{1}{n} - 1) + a_6(\frac{1}{n\sqrt{n}} - 1)] \\ f(\mu) = (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu) \end{array} \right. \quad (27)$$

Onde os coeficientes a_n são obtidos a partir da tabela 1 a seguir:

Tabela 1 - Otimização Jangid coeficientes utilizados para o cálculo das expressões ótimas

Coef	ξ'	β_L	α	$R_{m\acute{a}x}$
a_1	0,5474	0,42113	-0,00241	0,2985
a_2	0,1038	0,04479	0,72152	-0,0078
a_3	-0,4522	-0,38909	-0,43970	0,2355
a_4	0,7604	-0,73518	-0,66385	-0,0442
a_5	0,3916	-0,11866	-0,01138	0,6265
a_6	0,0403	4,86139	0,99522	0,4789

Fonte: Ospina (2008)

Para que estas expressões sejam satisfeitas, com valores de frequências naturais positivas e reais, elas devem ser aplicáveis para valores de μ menores do que 0,1 e para no máximo 31 amortecedores de massa sintonizados fixados à estrutura (OSPINA, 2008).

A partir dos parâmetros ótimos, as propriedades ótimas de frequência, rigidez e amortecimento dos amortecedores do sistema AMSM podem ser calculadas pelas expressões de Den Hartog (1956) (equação 25).

3.4 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DE NEWMARK

A resposta dinâmica de uma estrutura pode ser obtida por meio da aplicação de métodos de integração numérica direta das equações de movimento. Nesse tipo de método, procura-se resolver a equação de movimento para uma quantidade limitada de instantes de tempo, com intervalos de tempo Δt entre estes. A vantagem do uso destes métodos de integração numérica direta é que não é necessário calcular previamente os autovalores e autovetores da estrutura.

O método de Newmark utiliza a equação de movimento no instante de tempo $(t+\Delta t)$ para calcular a resposta no mesmo instante. Neste, as equações de deslocamento e velocidade são obtidas a partir da integração da equação de aceleração, dentro de um mesmo intervalo de tempo Δt . A precisão da solução depende da eficácia da função utilizada para descrever a aceleração com exatidão para cada intervalo de tempo Δt analisado, além do tamanho do intervalo (KRONBAUER, 2013).

As funções que representam a dinâmica do deslocamento, da velocidade e da aceleração da estrutura no instante de tempo $(t+\Delta t)$ são mostradas no sistema dado pela equação (28):

$$\left\{ \begin{array}{l} u(t_{i+1}) = (a_0 M + a_5 C + K)^{-1} [F(t_{i+1}) + M[a_0 u'(t_i) + a_2 u''(t_i)] + C[a_5 u(t_i) + a_6 u'(t_i) + a_7 u''(t_i)]] \\ u'(t_{i+1}) = a_5 [u(t_{i+1}) - u(t_i)] - a_6 u'(t_i) - a_7 u''(t_i) \\ u''(t_{i+1}) = a_0 [u(t_{i+1}) - u(t_i)] - a_1 u'(t_i) - a_2 u''(t_i) \end{array} \right. \quad (28)$$

Em que $u(t_{i+1})$, $u'(t_{i+1})$ e $u''(t_{i+1})$ são os vetores de deslocamento, velocidade e aceleração no instante de tempo $t+\Delta t$, e os vetores $u(t_i)$, $u'(t_i)$ e $u''(t_i)$ são os vetores no instante de tempo t . As constantes a_n são parâmetros do método de Newmark, seus valores são calculados segundo a equação (29):

$$\left\{ \begin{array}{l} a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \\ a_1 = \frac{1}{\alpha \Delta t} \\ a_2 = \frac{1}{2\alpha} - 1 \\ a_5 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \\ a_6 = \frac{\delta}{\alpha} - 1 \\ a_7 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \end{array} \right. \quad (29)$$

O método de Newmark é, incondicionalmente, estável se forem considerados os parâmetros $\alpha=0,5$ e $\delta=0,25$, sendo estes os utilizados neste trabalho (KRONBAUER, 2013).

No primeiro passo de tempo, correspondente ao instante de tempo $t=0$, é necessário que se definam as condições de contorno dos vetores de velocidade e de deslocamento para que se obtenha o vetor de aceleração neste mesmo instante. O vetor de aceleração no tempo ($t=0$) é mostrado na equação (30):

$$u''(t_0) = M^{-1}[F(t_0) - Cu'(t_0) - Ku(t_0)] \quad (30)$$

4 METODOLOGIA

O desenvolvimento deste trabalho se iniciou definindo o modelo estrutural que seria utilizado, sendo este um pórtico constituído por perfis metálicos. Para possibilitar uma análise mais simplificada, a estrutura foi modelada como um *shear building*, para o qual obtiveram-se as suas matrizes de massa e rigidez.

Para montar as matrizes de amortecimento da estrutura e suas frequências naturais, foi escolhido adaptar, de acordo com a fundamentação teórica utilizada neste trabalho, uma rotina desenvolvida no MATLAB por Kronbauer (2013).

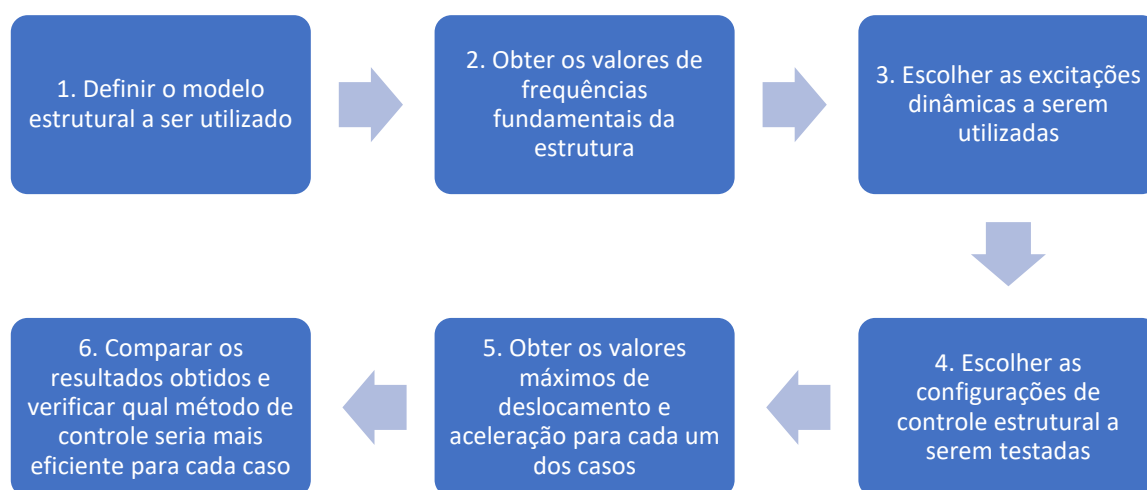
Então, foram escolhidos dois tipos de excitações dinâmicas, que foram um sismo e uma excitação aleatória do tipo ruído branco, adaptada de Brasiliano (2005).

Para o controle estrutural, foram escolhidas três diferentes configurações (um amortecedor de massa sintonizado no topo da estrutura, amortecedores de massa sintonizados em pavimentos alternados e dois amortecedores de massa sintonizados múltiplos interligados em série no topo da estrutura), possibilitando assim, analisar diferentes resultados de influência no deslocamento, velocidade e aceleração no topo da estrutura, que é o local onde a resposta dinâmica é mais alta (KRONBAUER, 2013). Foi necessário ainda, utilizar métodos de otimização para os diferentes tipos de configuração do amortecedor de massa sintonizado, para que fosse garantido um real controle dinâmico da estrutura. As matrizes de massa, rigidez e amortecimento com as diferentes configurações verificadas foram montadas a partir da teoria utilizada neste trabalho, utilizando as matrizes do modelo estrutural e os valores obtidos na otimização dos amortecedores.

Os resultados foram obtidos através do método de integração de Newmark, e cada um dos valores máximos característicos de deslocamento, velocidade e aceleração foram tabelados para todos os casos, a fim de comparação.

O fluxograma mostrado na figura 7 resume as etapas que foram seguidas no desenvolvimento deste trabalho.

Figura 7 - Fluxograma das etapas realizadas para o desenvolvimento do trabalho



Fonte: O autor (2019)

4.1 MODELAGEM DA ESTRUTURA

A estrutura escolhida para ser analisada neste trabalho foi um pórtico de estrutura metálica, composto em cada pavimento por três pilares e duas vigas (Figura 7), cada lance com 3 metros, considerado engastado no solo. Como carregamento vertical, foi considerado apenas o peso próprio da estrutura. Os perfis estruturais escolhidos foram retirados da tabela de bitolas da Gerdau, presente em parte no anexo A deste trabalho, e suas características são apresentadas na tabela 2:

Tabela 2 - Perfis escolhidos para os pilares e vigas e suas propriedades

Peça estrutural	Perfil	Massa linear (kg/m)	E(Gpa)
Pilar	W 200 x 35,9 (H)	35,9	200
Viga	W 200 x 31,3	31,3	200

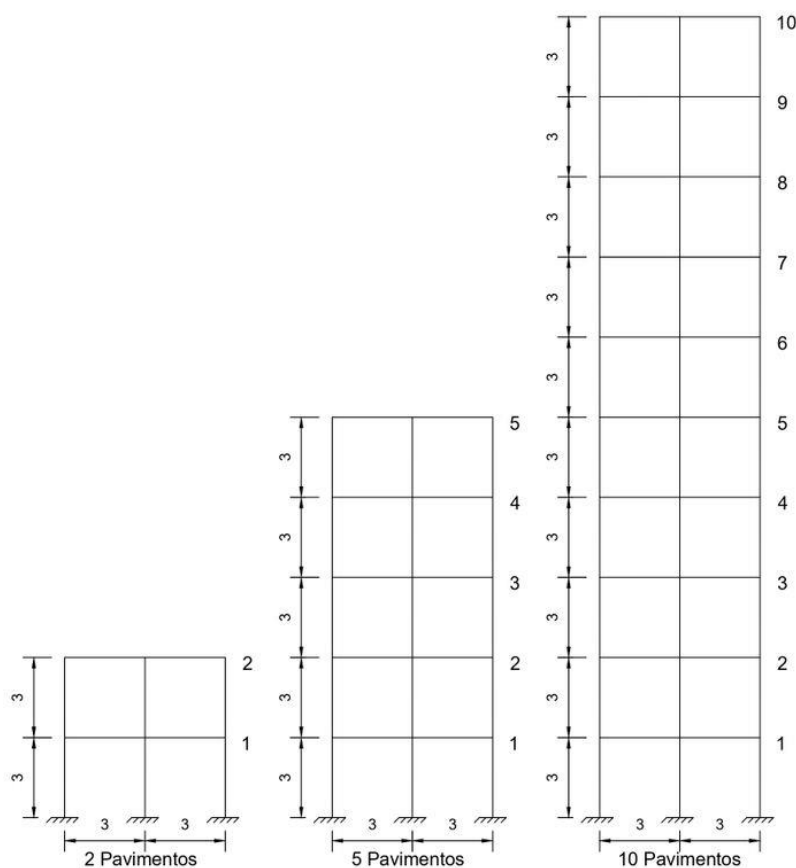
Fonte: O autor (2019)

A massa de um pavimento foi calculada multiplicando-se o comprimento de todas as suas peças pelo peso próprio fornecido no catálogo da Gerdau, chegando-se a 510,9 quilogramas por pavimento.

Para analisar diferentes resultados para diversas configurações de sistemas de amortecedores, foram considerados três números de pavimentos diferentes, sendo

eles: 2, 5 e 10 pavimentos. A figura 8 demonstra o modelo do pórtico com os diferentes números de pavimentos:

Figura 8 - Representação do pórtico escolhido com 2, 5 e 10 pavimentos



Fonte: O autor (2019)

Com a simplificação para o modelo *shear building*, as matrizes obtidas para o pórtico foram:

- Para 2 pavimentos, as matrizes de massa, rigidez e amortecimento são apresentadas nas equações (31), (32) e (33), respectivamente:

$$M_{2pav} = \begin{bmatrix} 511 & 0 \\ 0 & 511 \end{bmatrix} \quad (31)$$

$$K_{2pav} = \begin{bmatrix} 18330667 & -9165333 \\ -9165333 & 9165333 \end{bmatrix} \quad (32)$$

$$C_{2pav} = \begin{bmatrix} 918 & -306 \\ -306 & 612 \end{bmatrix} \quad (33)$$

- Para 5 pavimentos, as matrizes de massa, rigidez e amortecimento são apresentadas nas equações (34), (35) e (36), respectivamente:

$$M_{5pav} = \begin{bmatrix} 511 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 511 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 511 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 511 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 511 \end{bmatrix} \quad (34)$$

$$K_{5pav} = \begin{bmatrix} 18330667 & -9165333 & 0 & 0 & 0 \\ -9165333 & 18330667 & -9165333 & 0 & 0 \\ 0 & -9165333 & 18330667 & -9165333 & 0 \\ 0 & 0 & -9165333 & 18330667 & -9165333 \\ 0 & 0 & 0 & -9165333 & 9165333 \end{bmatrix} \quad (35)$$

$$C_{5pav} = \begin{bmatrix} 1372 & -614 & 0 & 0 & 0 \\ -614 & 1372 & -614 & 0 & 0 \\ 0 & -614 & 1372 & -614 & 0 \\ 0 & 0 & -614 & 1372 & -720 \\ 0 & 0 & 0 & -614 & 759 \end{bmatrix} \quad (36)$$

- Para 10 pavimentos, as matrizes de massa, rigidez e amortecimento são apresentadas nas equações (37), (38) e (39), respectivamente:

$$M_{10pav} = \begin{bmatrix} 511 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 511 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 511 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 511 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 511 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 511 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 511 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 511 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 511 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 511 \end{bmatrix} \quad (37)$$

$$K_{10pav} = \begin{bmatrix} 18330667 & -9165333 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -9165333 & 18330667 & -9165333 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -9165333 & 18330667 & -9165333 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -9165333 & 18330667 & -9165333 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -9165333 & 18330667 & -9165333 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -9165333 & 18330667 & -9165333 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -9165333 & 18330667 & -9165333 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -9165333 & 18330667 & -9165333 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -9165333 & 18330667 & -9165333 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -9165333 & 9165333 \end{bmatrix} \quad (38)$$

$$C_{10pav} = \begin{bmatrix} 2379 & -1151 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -11513 & 2379 & -1151 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1151 & 2379 & -1151 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1151 & 2379 & -1151 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1151 & 2379 & -1151 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1151 & 2379 & -1151 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1151 & 2379 & -1151 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1151 & 2379 & -1151 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1151 & 2379 & -1151 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1151 & 1228 \end{bmatrix} \quad (39)$$

A tabela 3 mostra os valores de frequência natural do pórtico associado ao primeiro modo de vibração para cada uma das configurações de pavimentos:

Tabela 3 - Valores frequência natural do pórtico associado ao primeiro modo de vibração

Quantidade de pavimentos	Frequência natural (Hz)
2	13,17
5	6,07
10	3,19

Fonte: O autor (2019)

4.2 EXCITAÇÕES APLICADAS

4.2.1 Sismo

A primeira excitação escolhida para ser aplicada na estrutura foi um sismo que ocorreu dia 14 de agosto de 2019, a 21 quilômetros de distância da cidade de *Little Lake*, no estado da Califórnia (EUA), sendo ainda 20 quilômetros de distância do vulcão Coso.

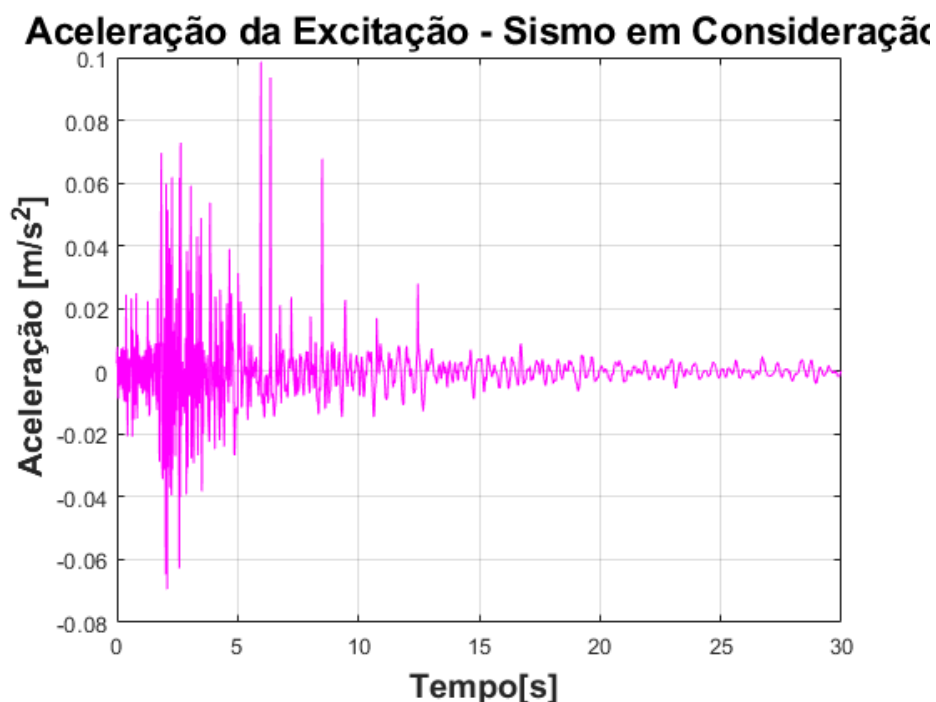
O sismo escolhido atingiu uma magnitude de 3,8 na escala de Richter, numa profundidade de 2,7 quilômetros, com uma energia liberada estimada em 3,2 GJ. Sua aceleração de pico foi de 0,0986 m/s².

Este tremor foi escolhido por ter acontecido recentemente e pela disponibilidade dos dados de aceleração na internet. Os dados sobre este sismo foram obtidos de *Center for Engineering Strong Motion Data (2019)*, onde foram registrados os valores de aceleração do tremor a cada passo de tempo de 0,02 s, com 1500 passos, resultando em 30 segundos de análise.

A força de excitação em função do tempo do tremor de terra foi aplicada em todos os graus de liberdade, sendo obtida multiplicando o valor de aceleração em cada passo de tempo pela massa correspondente ao grau de liberdade em que a força foi aplicada.

Na figura 9 é mostrado o acelerograma do tremor escolhido:

Figura 9 - Acelerograma do tremor de terra



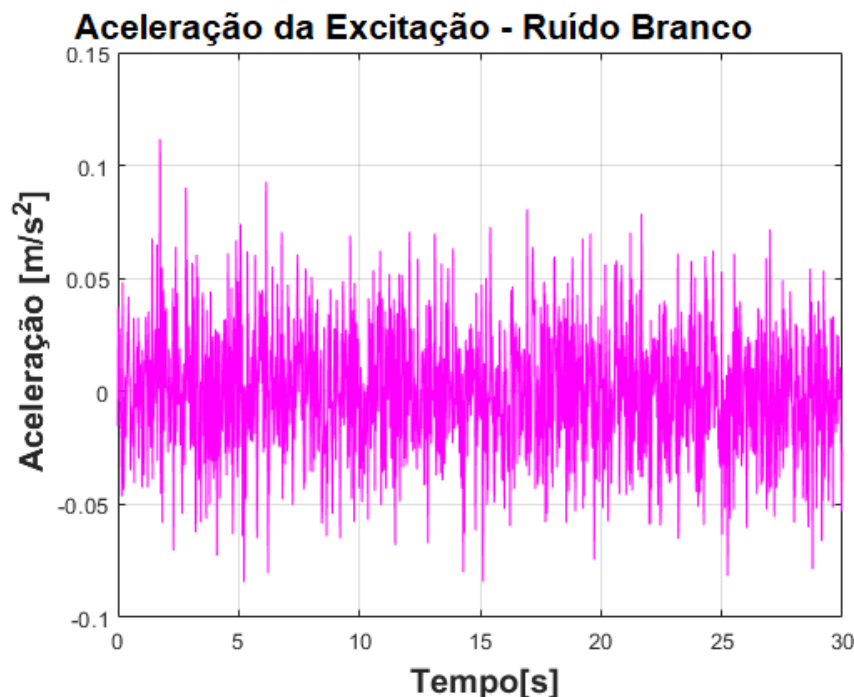
Fonte: Produzido pelo autor com os dados do *Center for Engineering Strong Motion Data* (2019)

4.2.2 Ruído Branco

A segunda excitação escolhida para ser aplicada na estrutura foi do tipo ruído branco, que consiste em um sinal aleatório de mesma intensidade em frequências diferentes. O ruído branco utilizado foi o mesmo aplicado por Brasiliano (2005), possuindo uma aceleração máxima de 0,0842 m/s², com um passo de tempo de também de 0,02 s e duração de 30s. A obtenção da força de excitação em função do tempo do ruído branco foi obtida de forma análoga ao procedimento utilizado para o tremor de terra.

A seguir, na figura 10, é mostrado o acelerograma do ruído branco:

Figura 10 - Acelerograma do ruído branco



Fonte: Produzido pelo autor com os dados de Brasiliano (2005).

4.3 CONFIGURAÇÕES DO AMS

Para este trabalho, foram testadas diferentes configurações de AMS e AMSM, para o pórtico analisado, variando a quantidade de pavimentos, com o objetivo de analisar a influência que cada forma de controle estrutural escolhida teria sobre o pórtico e verificar qual influenciaria mais em cada um dos casos.

4.3.1 Configuração 1 (um AMS instalado no topo da estrutura)

A primeira configuração escolhida para testar a influência do uso de amortecedor de massa sintonizado no controle dinâmico da estrutura foi a de uso de apenas um amortecedor no topo da estrutura, sendo uma configuração bastante utilizada nos edifícios com controle estrutural pelo mundo.

Utilizando os critérios de otimização de Den Hartog (1956), foram obtidas as características para o amortecedor considerando as diferentes configurações de pavimentos da estrutura, conforme a tabela 4:

Tabela 4 - Características ótimas para o AMS.

Quantidade de pavimentos	Massa(kg)	wsp(rad/s)	μ	wa(rad/s)	m(kg)	k(N/m)	c(Ns/m)
2	1022	82,77	0,05	78,83	51,10	317537	1077
5	2555	38,12	0,05	36,30	127,75	168372	1240
10	5110	20,02	0,05	19,06	255,50	92852	1302

Fonte: O autor (2019)

Com estes parâmetros, foram montadas as matrizes de rigidez, massa e amortecimento da estrutura. As equações 41, 41 e 42 mostram, como exemplo, as matrizes obtidas para o pórtico de 2 pavimentos com o AMS instalado no topo.

$$M_{2pav;AMS} = \begin{bmatrix} 511 & 0 & 0 \\ 0 & 511 & 0 \\ 0 & 0 & 51 \end{bmatrix} \quad (40)$$

$$K_{2pav;AMS} = \begin{bmatrix} 18330667 & -9165333 & 0 \\ -9165333 & 9482870 & -317537 \\ 0 & -317537 & 317537 \end{bmatrix} \quad (41)$$

$$C_{2pav;AMS} = \begin{bmatrix} 1836 & -612 & 0 \\ -612 & 2301 & -1077 \\ 0 & -1077 & 1077 \end{bmatrix} \quad (42)$$

4.3.2 Configuração 2 (AMSM instalados em pavimentos alternados)

A segunda configuração escolhida para analisar a influência de amortecedor de massa sintonizado foi a de uso do sistema de amortecedor de massa sintonizado múltiplo (AMSM), como é o caso do modelo da figura 5. Para a obtenção de diferentes resultados, foi optando arbitrariamente por utilizar os amortecedores instalados em pavimentos alternados na estrutura modelada com 5 e 10 pavimentos e nos dois pavimentos da estrutura modelada com os 2 pavimentos.

No modelo de 5 pavimentos, os amortecedores foram instalados no primeiro, no terceiro e no quinto pavimento. Já no modelo com 10 pavimentos, os

amortecedores foram instalados no segundo, no quarto, no sexto, no oitavo e no décimo pavimento.

Empregando os critérios de otimização de Jangid (1999), foram obtidas as seguintes características para o amortecedor para as diferentes configurações de pavimentos do pórtico:

Tabela 5 - Características ótimas para o AMSM

Quantidade de pavimentos	Massa(kg)	wsp(rad/s)	μ	n	wa(rad/s)	m(kg)	k(N/m)	c(Ns/m)
2	1022	82,77	0,05	2	80,33	51,10	333833	711
5	2555	38,12	0,05	3	37,40	127,75	178666	646
10	5110	20,02	0,05	5	19,71	255,50	99296	519

Fonte: O autor (2019)

Usando estes parâmetros, foram montadas as matrizes de rigidez, massa e amortecimento da estrutura com o AMSM instalado. As equações 43, 44 e 45 mostram, como exemplo, as matrizes obtidas para o pórtico de 2 pavimentos.

$$M_{2pav;AMSM} = \begin{bmatrix} 511 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 511 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 51.1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 51.1 \end{bmatrix} \quad (43)$$

$$K_{2pav;AMSM} = \begin{bmatrix} 18664500 & -9165333 & -333833 & 0 \\ -9165333 & 9165333 & 0 & -333833 \\ -333833 & 0 & 333833 & 0 \\ 0 & -333833 & 0 & 333833 \end{bmatrix} \quad (44)$$

$$C_{2pav;AMSM} = \begin{bmatrix} 1629 & -306 & -711 & 0 \\ -306 & 1323 & 0 & -711 \\ -711 & 0 & 711 & 0 \\ 0 & -711 & 0 & 711 \end{bmatrix} \quad (45)$$

4.3.3 Configuração 3 (AMSM I instalado no topo da estrutura)

A terceira e última configuração escolhida para analisar a influência do amortecedor de massa sintonizado foi a de uso do sistema de amortecedor de massa sintonizado múltiplo interligado (AMSM I), como é o caso do modelo da figura 6, escolhendo a configuração de utilizar dois amortecedores interligados em série posicionados no topo da estrutura. Como se trata de um tipo de AMSM, foram utilizadas as mesmas características ótimas mostradas na tabela 5.

Com os valores das características ótimas, foram montadas as seguintes matrizes de rigidez, massa e amortecimento, respectivamente, do pórtico de dois pavimentos com o AMSM I instalado no seu topo:

Com os valores das características ótimas, foram montadas as matrizes de rigidez, massa e amortecimento da estrutura com o AMSM I instalado no topo. As equações 46, 47 e 48 mostram, para exemplificar, as matrizes obtidas para a estrutura com 2 pavimentos.

$$M_{2pav;AMSMI} = \begin{bmatrix} 511 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 511 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 51.1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 51.1 \end{bmatrix} \quad (46)$$

$$K_{2pav;AMSMI} = \begin{bmatrix} 18330667 & -9165333 & 0 & 0 \\ -9165333 & 9499167 & -333833 & 0 \\ 0 & -333833 & 667666 & -333833 \\ 0 & 0 & -333833 & 333833 \end{bmatrix} \quad (47)$$

$$C_{2pav;AMSMI} = \begin{bmatrix} 918 & -306 & 0 & 0 \\ -306 & 1323 & -711 & 0 \\ 0 & -711 & 1422 & -711 \\ 0 & 0 & -711 & 711 \end{bmatrix} \quad (48)$$

4.4 ROTINA DE CÁLCULO

Para realizar os procedimentos deste trabalho, foi adaptada uma rotina de cálculo desenvolvida por Kronbauer (2013) no MATLAB para cada uma das combinações aqui testadas. A primeira mudança na rotina foi na inserção da matriz da excitação utilizada, pois a rotina trabalhava originalmente com um sismo famoso conhecido por El Centro, sendo preciso então adaptar a rotina para o sismo utilizado neste trabalho e para o ruído branco. A segunda mudança principal se deu na parte de otimização dos amortecedores, pois para este trabalho foram empregadas duas metodologias de otimização: uma para o AMS e outra para o AMSM. Já as matrizes da estrutura com o sistema de controle estrutural instalado, foram feitas à parte e inseridas no MATLAB como arquivos separados à rotina empregada.

A rotina de cálculo utilizada (adaptada de Kronbauer (2013) para o pórtico com 2 pavimentos encontra-se no anexo B.

5 RESULTADOS

As tabelas 6, 7 e 8 mostram todos os valores de deslocamento, velocidade e aceleração máximos, respectivamente, no topo da estrutura obtidos para todas as combinações testadas com o modelo estrutural ao ser excitado pelo tremor de terra. Nessas, são destacados os menores e maiores valores obtidos para cada quantidade de pavimentos testada, sendo que os menores indicam qual será a melhor solução para diminuir os efeitos causados pela excitação em cada caso, pois o que se busca com o controle estrutural é a diminuição da resposta da estrutura às excitações dinâmicas. Também são destacados na tabela os valores de porcentagem de diminuição do melhor caso em relação a estrutura sem nenhum amortecedor.

Tabela 6 - Deslocamentos máximos no topo da estrutura nos testes com o tremor de terra

Quant. de pavimentos	S/AMS (m)	C/AMS (m)	C/AMSM (m)	C/AMSM I (m)	Maior	Menor	Red. do menor (%)
2	$3,65 \times 10^{-5}$	$1,84 \times 10^{-5}$	$2,40 \times 10^{-5}$	$2,78 \times 10^{-5}$	S/AMS	C/AMS	49,65
5	$1,09 \times 10^{-4}$	$8,26 \times 10^{-5}$	$9,30 \times 10^{-5}$	$1,17 \times 10^{-4}$	C/AMSM I	C/AMS	24,21
10	$5,28 \times 10^{-4}$	$1,83 \times 10^{-4}$	$1,82 \times 10^{-4}$	$3,22 \times 10^{-4}$	S/AMS	C/AMSM	65,51

Fonte: O autor (2019)

Tabela 7 - Velocidades máximas no topo da estrutura nos testes com o tremor de terra

Quant. de pavimentos	S/AMS (m)	C/AMS (m)	C/AMSM (m)	C/AMSM I (m)	Maior	Menor	Red. do menor (%)
2	$3,00 \times 10^{-3}$	$1,50 \times 10^{-3}$	$1,70 \times 10^{-3}$	$2,10 \times 10^{-3}$	S/AMSC/AMS	C/AMS	50,00
5	$4,40 \times 10^{-3}$	$3,10 \times 10^{-3}$	$3,80 \times 10^{-3}$	$3,70 \times 10^{-3}$	S/AMSC/AMS	C/AMS	29,55
10	$1,10 \times 10^{-2}$	$3,40 \times 10^{-3}$	$5,20 \times 10^{-3}$	$6,50 \times 10^{-3}$	S/AMSC/AMS	C/AMS	69,09

Fonte: O autor (2019)

Tabela 8 - Acelerações máximas no topo da estrutura nos testes com o tremor de terra

Quant. de pavimentos	S/AMS (m)	C/AMS (m)	C/AMSM (m)	C/AMSM I (m)	Maior	Menor	Red. do menor (%)
2	$2,53 \times 10^{-1}$	$1,45 \times 10^{-1}$	$1,66 \times 10^{-1}$	$2,20 \times 10^{-1}$	S/AMSC/AMS	C/AMS	42,78
5	$2,16 \times 10^{-1}$	$1,39 \times 10^{-1}$	$2,13 \times 10^{-1}$	$1,96 \times 10^{-1}$	S/AMSC/AMS	C/AMS	35,71
10	$2,49 \times 10^{-1}$	$1,39 \times 10^{-1}$	$1,90 \times 10^{-1}$	$1,94 \times 10^{-1}$	S/AMSC/AMS	C/AMS	44,40

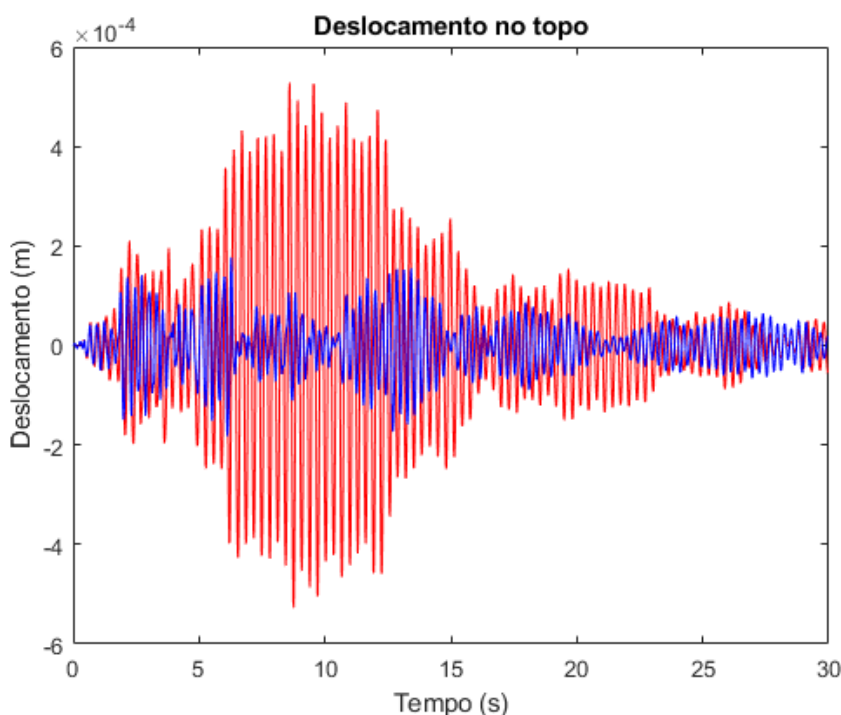
Fonte: O autor (2019)

Como pode-se notar, para o caso da excitação do tremor de terra na estrutura, quase que prevaleceu como melhor entre as soluções testadas o uso de apenas um

amortecedor no topo, com exceção no caso do teste de deslocamento na estrutura com 10 pavimentos, na qual o uso do sistema AMSM foi mais eficiente. Da mesma forma, nota-se também que em quase todos os testes, os valores obtidos foram maiores quando não foi utilizado nenhum amortecedor, com exceção do teste de deslocamento da estrutura com 5 pavimentos, onde o uso do AMSM acabou causando um aumento no deslocamento, em relação a estrutura sem dispositivo de controle. Nota-se ainda que os melhores resultados obtidos com a adição de amortecedores se deram quanto as três características (deslocamento, velocidade e aceleração), para a estrutura com 10 pavimentos. Além disso, observa-se que no caso da estrutura com 5 pavimentos, as diminuições de todas características foram menores do que no caso da estrutura com apenas 2, o que mostra que o aumento da quantidade de pavimentos não é o único fator determinante no aumento da eficiência do uso de amortecedores para controle estrutural.

A figura 11 mostra o deslocamento no topo do pórtico com 10 pavimentos devido ao sismo, sem AMS (em vermelho) e com AMSM (em azul), respectivamente, onde o uso de AMSM diminuiu o valor do deslocamento em 65,51%:

Figura 11 - Deslocamento no topo do pórtico com 10 pavimentos devido ao tremor de terra, sem AMS (em vermelho) e com AMSM (em azul)



Fonte: O autor (2019)

Já as tabelas 9, 10 e 11 exibem os valores obtidos para as combinações analisadas com o modelo estrutural ao ser solicitado pelo ruído branco.

Tabela 9 - Deslocamentos máximos no topo da estrutura nos testes com o ruído branco

Quant. de pavimentos	S/AMS (m)	C/AMS (m)	C/AMSM (m)	C/AMSM I (m)	Maior	Menor	Red. do menor (%)
2	$7,58 \times 10^{-5}$	$3,23 \times 10^{-5}$	$3,84 \times 10^{-5}$	$6,36 \times 10^{-5}$	S/AMS	C/AMS	57,43
5	$3,09 \times 10^{-4}$	$1,26 \times 10^{-4}$	$1,88 \times 10^{-4}$	$3,41 \times 10^{-4}$	C/AMSM I	C/AMS	59,24
10	$5,58 \times 10^{-4}$	$3,54 \times 10^{-4}$	$6,01 \times 10^{-4}$	$6,33 \times 10^{-4}$	C/AMSM I	C/AMS	36,57

Fonte: O autor (2019)

Tabela 10 - Velocidades máximas no topo da estrutura nos testes com o ruído branco

Quant. de pavimentos	S/AMS (m)	C/AMS (m)	C/AMSM (m)	C/AMSM I (m)	Maior	Menor	Red. do menor (%)
2	$6,20 \times 10^{-3}$	$2,40 \times 10^{-3}$	$2,80 \times 10^{-3}$	$5,20 \times 10^{-3}$	S/AMS	C/AMS	61,29
5	$1,18 \times 10^{-2}$	$4,50 \times 10^{-3}$	$8,40 \times 10^{-3}$	$1,24 \times 10^{-2}$	C/AMSM I	C/AMS	61,86
10	$1,14 \times 10^{-2}$	$7,60 \times 10^{-3}$	$1,36 \times 10^{-2}$	$1,28 \times 10^{-2}$	C/AMSM	C/AMS	33,33

Fonte: O autor (2019)

Tabela 11 - Acelerações máximas no topo da estrutura nos testes com o ruído branco.

Quant. de pavimentos	S/AMS (m)	C/AMS (m)	C/AMSM (m)	C/AMSM I (m)	Maior	Menor	Red. do menor (%)
2	$5,19 \times 10^{-1}$	$2,28 \times 10^{-1}$	$2,26 \times 10^{-1}$	$4,48 \times 10^{-1}$	S/AMS	C/AMSM	56,42
5	$5,19 \times 10^{-1}$	$2,50 \times 10^{-1}$	$3,92 \times 10^{-1}$	$5,47 \times 10^{-1}$	C/AMSM I	C/AMS	51,92
10	$3,79 \times 10^{-1}$	$2,39 \times 10^{-1}$	$4,23 \times 10^{-1}$	$3,65 \times 10^{-1}$	C/AMSM	C/AMS	36,96

Fonte: O autor (2019)

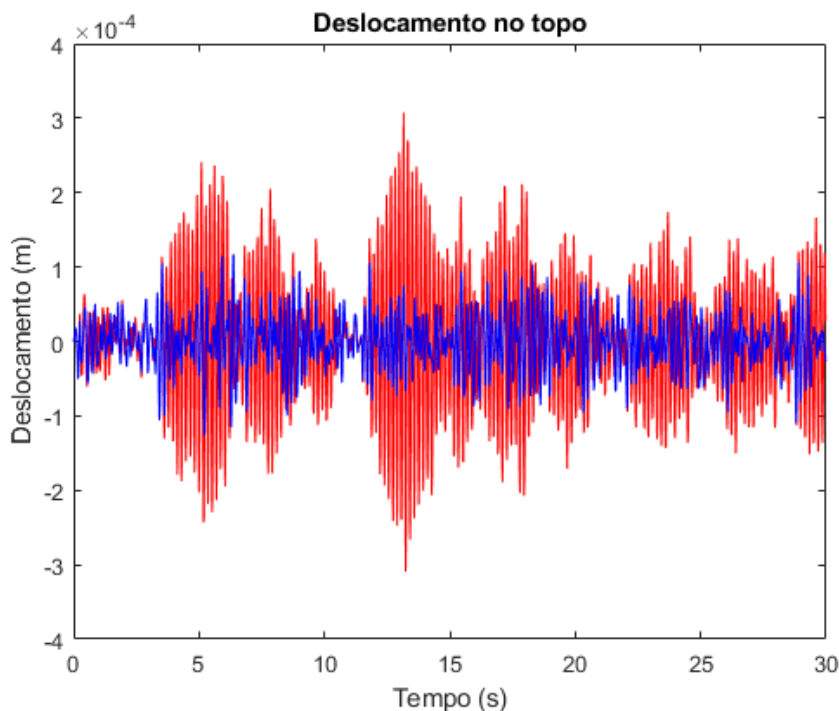
No caso da excitação causada pelo ruído branco, continuou prevalecendo como melhor solução o uso de apenas um amortecedor no topo, que conseguiu reduzir o deslocamento em até 59,24%, no caso do pórtico com 5 pavimentos. A medida da aceleração no modelo com 2 pavimentos, foi o único caso onde o uso do sistema AMSM foi mais eficaz, reduzindo em até 56,42%. Já quanto a pior solução para cada caso, os resultados foram bem variáveis: para os casos do pórtico com 5 e 10 pavimentos, o uso de AMSM ou AMSM I chegou até a aumentar os valores das respostas ao ruído branco, sendo assim, não seriam boas soluções para o problema.

Outra diferença foi que, enquanto as melhorias do uso de amortecedores foram menores para a estrutura com 5 pavimentos solicitada pelo sismo, no caso do ruído

branco a porcentagem de diminuição das respostas para 5 pavimentos foi maior em questão de deslocamento e velocidade, sendo levemente menor do que a porcentagem do de 2 pavimentos quanto a aceleração. Além disso, o controle para o modelo com 10 pavimentos é menor neste caso, demonstrando mais uma vez que a quantidade de pavimentos não é o único fator determinante para a eficiência do controle com o uso de sistemas de amortecedores de massa sintonizados.

Na figura 12 é exposto o deslocamento no topo do pórtico com 5 pavimentos devido ao ruído branco, sem AMS (em vermelho) e com 1 AMS instalado no topo (em azul), respectivamente, em que o uso de AMS reduziu o deslocamento em 59,24%:

Figura 12 - Deslocamento no topo do pórtico com 5 pavimentos devido ao ruído branco, sem AMS (em vermelho) e com AMS (em azul)



Fonte: O autor (2019)

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com esse trabalho fica demonstrado que o uso de sistemas de controle com amortecedores de massa sintonizados pode ser eficiente quando se busca diminuir os valores de deslocamento, velocidade e de aceleração de estruturas da área de engenharia civil. Fica demonstrado também que a eficiência é bem variável, dependendo da quantidade de pavimentos da estrutura, da configuração do sistema de amortecedores utilizado e ainda da excitação a qual a estrutura é exposta, sendo que em alguns casos, algumas configurações de amortecedores chegaram até a aumentar a resposta da estrutura à excitação, não sendo assim interessante o uso destas.

Com essas diferenças, constata-se que ao se cogitar o uso de um sistema de amortecedores, o ideal é que se testem várias configurações possíveis em um modelo de cálculo para que assim possa escolher o que resultará numa maior redução nas respostas às excitações dinâmicas. É ideal também que se testem vários tipos de excitações às quais a estrutura pode ser submetida.

É importante destacar que neste trabalho foi utilizada a simplificação do modelo *shear building* para a estrutura, que apresenta uma boa aproximação com o funcionamento real das estruturas usuais com pilares, vigas e lajes, mas um modelo discretizado em um número muito superior de graus de liberdade, e que necessitaria de um grande custo computacional, poderia fornecer resultados ainda mais próximos à realidade.

Outro fator importante a ser destacado é que a massa considerada neste trabalho foi apenas o peso próprio de um pórtico, e que para analisar um estrutura de um edifício que será construído, deve-se fazer uma análise das cargas a que a estrutura será submetida e que essas cargas também deverão fazer parte do cálculo dinâmico.

REFERÊNCIAS

- BRASILIANO, Andrea. **Identificação de Sistemas e Atualização de Modelos Numéricos com Vistas à Avaliação da Integridade Estrutural**. Brasília, f. 222, 2005. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, 2005.
- BREDA, Juan; ROCHA, Karina; BOLELLI, Paula. **Estudo da dinâmica em um pórtico com o auxílio do MATLAB**. São Caetano do Sul, f. 4, 2017. Trabalho de Disciplina (Dinâmica e Estabilidade das Estruturas) - Instituto Mauá de Tecnologia, 2017.
- CARNEIRO, Rúbia Borges. **Controle semi-ativo de vibrações em estruturas utilizando amortecedor magnetor-reológico**. Brasília, f. 135, 2009. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, 2009.
- CENTER FOR ENGINEERING STRONG MOTION DATA. Little Lake Earthquake of 14 Aug 2019. **CESMD**. 2019. Disponível em: https://strongmotioncenter.org/cgi-bin/CESMD/iqr_dist_DM2.pl?IQRID=ci38969080&SFlag=0&Flag=2. Acesso em: 2 Set. 2019.
- CHOPRA, Anil K.. **Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering**. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, f. 729, 1995.
- CLOUGH, Ray W.; PENZIEN, Joseph. **Dynamics of Structures**. 3. ed. Berkeley: Computers & Structures, Inc., 2003. 730 p.
- DEN HARTOG, J. P. **Mechanical vibrations**. 4. ed. New York: McGraw-Hill Book Company, 1956.
- ERRADO, CAROLINA SÁNCHEZ. **OTIMIZAÇÃO DE AMORTECEDORES DE MASSA**. Brasília, f. 50, 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade de Brasília, 2016.
- J. CONNOR, Jerome; FARAJI, Susan. **Introduction to structural motion control**. 1. ed. Prentice Hall, 2002. 704 p. cap. 4. (Mit-Prentice Hall Series on Civil, Environmental, and Systems Engineering).
- JANGID, R. S. Optimum multiple tuned mass dampers for base-excited undamped system. *Earthquake engineering and structural dynamics*. 28, 1041-1049, 1999.
- KRONBAUER, Fernando. **Uso de amortecedores de massa sintonizados para a redução de vibrações em estruturas submetidas a eventos sísmicos**. Porto

Alegre, f. 18, 2013. Monografia (Engenharia Mecânica) - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, 2013.

LARA VALENCIA, Luis Augusto. **Controle de vibrações em vigas metálicas com distintas configurações de apoio utilizando amortecedores de massa sintonizados**. Brasília, DF, f. 156, 2007. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, 2007.

OSPINA, Carolina Sánchez. **Otimização de amortecedores de massa sintonizados, múltiplos e interligados, para controle de vibrações em edifícios altos**. Brasília, f. 81, 2008. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, 2008.

PENA, Tales Vieira. **Controle passivo da resposta dinâmica estrutural via análise numérica e otimização**. Ouro Preto, f. 80, 2017. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO, 2017.

PUGLIA, Fábio. **Desenvolvimento de uma rotina computacional para determinação da resposta dinâmica de estruturas**. Porto Alegre, f. 15, 2012. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Mecânica) - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, 2012.

RIBEIRO, Renan. **Análise modal de um shear building sob carregamento senoidal**. Brasília, f. 21, 2017. Monografia (Engenharia Civil) - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, 2017.

SIMON, Alexandre Chassot. **Estudo da Aplicabilidade de Múltiplos Absorvedores de Massa Sintonizados para Redução de Vibração em Estruturas Sob Eventos Sísmicos**. Porto Alegre, f. 15, 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Mecânica) - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, 2016.

VELLAR, Luciara Silva; PÉREZ, Sergio Pastor; MIGUEL, Leticia Fleck. Robust optimum design of multiple tuned mass dampers for vibration control in buildings subjected to seismic excitation. **Hindawi**. 2019. 9 p. Disponível em: <https://www.hindawi.com/journals/sv/2019/9273714/>. Acesso em: 3 Set. 2019.

ANEXO A — Parte da tabela de bitolas da Gerdau

BITOLA mm x kg/m	Massa Linear kg/m	d mm	b ₁ mm	ESPESSURA		h mm	d' mm	Área cm ²	EIXO X - X			
				t _w mm	t _l mm				I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³
W 150 x 13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4
W 150 x 18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29,0	1229	161,7	6,51	179,6
W 150 x 24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1384	173,0	6,63	197,6
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1739	221,5	6,72	247,5
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2244	277,0	6,85	313,5
W 200 x 15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1305	130,5	8,20	147,9
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1686	166,1	8,19	190,6
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0	2029	197,0	8,37	225,5
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2611	252,3	8,73	282,3
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3168	301,7	8,86	338,6
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3437	342,0	8,67	379,2
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4114	401,4	8,77	448,6
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6	4543	447,6	8,81	495,3
W 200 x 52,0 (H)	52,0	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5298	514,4	8,90	572,5
HP 200 x 53,0 (H)	53,0	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4977	488,0	8,55	551,3
W 200 x 59,0 (H)	59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0	6140	584,8	8,99	655,9
W 200 x 71,0 (H)	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0	7660	709,2	9,17	803,2
W 200 x 86,0 (H)	86,0	222	209	13,0	20,6	181	157	110,9	9498	855,7	9,26	984,2
W 200 x 100,0 (H)*	100,0	229	210	14,5	23,7	182	158	127,1	11355	991,7	9,45	1152,2
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2291	182,6	9,96	211,0
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2939	231,4	10,09	267,7
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3473	270,2	10,31	311,1
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220	36,6	4046	311,2	10,51	357,3
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4937	382,7	10,83	428,5
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6057	462,4	11,05	517,8
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220	57,6	7158	538,2	11,15	606,3
HP 250 x 62,0 (H)	62,0	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8728	709,6	10,47	790,5
W 250 x 73,0 (H)	73,0	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	11257	889,9	11,02	983,3
W 250 x 80,0 (H)	80,0	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12550	980,5	11,10	1088,7
HP 250 x 85,0 (H)	85,0	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	12280	966,9	10,64	1093,2
W 250 x 89,0 (H)	89,0	260	256	10,7	17,3	225	201	113,9	14237	1095,1	11,18	1224,4
W 250 x 101,0 (H)	101,0	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7	16352	1238,8	11,27	1395,0
W 250 x 115,0 (H)	115,0	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1	18920	1406,7	11,38	1597,4
W 250 x 131,0 (H)*	131,0	275	261	15,4	25,1	225	193	167,8	22243	1617,7	11,51	1855,6
W 250 x 149,0 (H)*	149,0	282	263	17,3	28,4	225	193	190,5	26027	1845,9	11,69	2137,5
W 250 x 167,0 (H)*	167,0	289	265	19,2	31,8	225	193	214,0	30110	2083,7	11,86	2435,3

ANEXO B — Rotina de cálculo utilizada (adaptada de Kronbauer (2013))

```
%ROTINA DESENVOLVIDA POR FERNANDO KRONBAUER  
%ADAPTADA POR LUCAS SOUSA SANTOS
```

```
clear all  
close all  
clc  
tic
```

```
%CÁLCULO DA RESPOSTA DO SISTEMA DE VIBRAÇÕES PELO METODO  
DE NEWMARK
```

```
%PARÂMETROS PARA O MÉTODO DE NEWMARK
```

```
alfa = 0.25;  
delta = 0.50;  
dt=0.02;
```

```
%CONSTANTE DAS EQUAÇÕES DE NEWMARK
```

```
a0=1/(alfa*(dt^2));  
a1=1/(alfa*dt);  
a2=(1/(2*alfa))-1;  
a5=delta/(alfa*dt);  
a6=(delta/alfa)-1;  
a7=dt/2*((delta/alfa)-2);
```

```
GDL=2;
```

```
%DADOS DE ENTRADA DO PROBLEMA%
```

```
load M.mat  
load K.mat
```

```

load m_TMD.mat
load k_TMD.mat
load c_TMD.mat
load w_TMD.mat

```

%DETERMINAÇÃO DAS FREQUENCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO

```

[AutoVetores,AutoValores]= eig(K,M);
[AutoValoresOrd,ind]= sort(diag(AutoValores));
AutoVetoresOrd=AutoVetores(:,ind);
MaxAV=max(abs(AutoVetoresOrd));
for i=1:GDL;
    AutoVetoresOrd(:,i)=AutoVetoresOrd(:,i)/MaxAV(i);
end

```

```

Freq_Nat_rad=sqrt(AutoValoresOrd);
Freq_Nat=Freq_Nat_rad/(2*pi);

```

%MATRIZ DE AMORTECIMENTO

```

RazaoAmort=0.01;
Mr=AutoVetoresOrd'*M*AutoVetoresOrd;
Kr=AutoVetoresOrd'*K*AutoVetoresOrd;
B1=[1 (Freq_Nat_rad(1)^2); 1 (Freq_Nat_rad(2)^2)];
B2 = 2*RazaoAmort*[Freq_Nat_rad(1); Freq_Nat_rad(2)];
alfas= B1\B2
alfa10=alfas(1,1);
alfa11=alfas(2,1);
Cr=alfa10*Mr+alfa11*Kr;
C=((AutoVetoresOrd')^-1)*Cr*((AutoVetoresOrd)^-1);
zeta=diag(Cr)./(2*diag(Mr).*Freq_Nat_rad);

```

```
%PARAMETROS DO TMD
```

```
%SE HÁ TMD, ENTÃO TMD=1. SE NÃO HÁ TMD, ENTÃO TMD=0.
```

```
TMD=1;
```

```
%RazaoAmort=0.01;
```

```
if TMD ==1;
```

```
L1= AutoVetoresOrd(:,1)'*M*ones(2,1);
```

```
M1=AutoVetoresOrd(:,1)'*M*AutoVetoresOrd(:,1);
```

```
F1=L1/M1;
```

```
Fp=F1*AutoVetoresOrd(:,1);
```

```
M1N=Fp'*M*Fp;
```

```
RelMassas=0.05;
```

```
zeta_TMD=RazaoAmort+Fp(2)*sqrt(RelMassas);
```

```
Q= Freq_Nat/w_TMD;
```

```
%MATRIZES COM O TMD ADICIONADO
```

```
M=[M zeros(2,1); zeros(1,2) m_TMD];
```

```
K=[K zeros(2,1); zeros(1,3)]+[zeros(1,3);zeros(2,1) [k_TMD -k_TMD;-k_TMD  
k_TMD]];
```

```
C=[C zeros(2,1); zeros(1,3)]+[zeros(1,3); zeros(2,1) [c_TMD -c_TMD;-c_TMD  
c_TMD]];
```

```
GDL=GDL+1;
```

```
end
```

```
%FORÇA DE EXCITAÇÃO
```

```
AcelExcit=importdata('RB.mat');
```

```
AcelExcit= -AcelExcit;
```

```
Fexcit=diag(M)*AcelExcit';
```

```
Tempo=0:dt:dt*(length(Fexcit)-1);
```

```
%RESPOSTA POR NEWMARK
```

```
NPassos=round(Tempo(end)/dt);           %numero de etapas desejadas
N=a0*M+a5*C+K;                          %artificio de cálculo: N=a0*M+a5*C+K;
```

```
X=zeros(GDL,NPassos);                   %vetor deslocamento inicial
V=zeros(GDL,NPassos);                   %vetor velocidade inicial
A(:,1)=(M)\((Fexcit(:,1))-(C*(V(:,1)))-(K*(X(:,1)))); %vetor aceleração inicial
```

```
for j=1:1:NPassos;
    i=j+1;
```

```
X(:,i)=N\((Fexcit(:,i))+M*(a0*X(:,j)+a1*V(:,j)+a2*A(:,j))+C*(a5*X(:,j)+a6*V(:,j)+a7*A(:,j)));
    V(:,i)=a5*(X(:,i)-X(:,j))-a6*(V(:,j))-a7*(A(:,j));
    A(:,i)= a0*(X(:,i)-X(:,j))-a1*(V(:,j))-a2*(A(:,j));
end
```

```
Deslocamento_Maximo=max(abs(X(2,:)))
Velocidade_Maxima=max(abs(V(2,:)))
Aceleracao_Maxima=max(abs(A(2,:)))
```

```
%GRAFICOS
```

```
figure(1)
plot(Tempo,AcelExcit,'m-')
title('\fontsize{17}\bf Aceleração da Excitação - Sismo em Consideração')
xlabel('\fontsize{15}\bf Tempo[s]')
ylabel('\fontsize{15}\bf Aceleração [m/s^2]')
grid on;
```

```
figure(2)
plot(Tempo,X(2,:),'b-')
title('\fontsize{17}\bf Resposta em Termos de Deslocamento')
```

```
xlabel('\fontsize{15}\bf Tempo[s]')  
ylabel('\fontsize{15}\bf Deslocamento[m]')  
grid on;
```

figure (3)

```
plot(Tempo,V(2:,:),'r-')  
title('\fontsize{17}\bf Resposta em termos de velocidade')  
xlabel('\fontsize{15}\bf Tempo[s]')  
ylabel('\fontsize{15}\bf Velocidade [m/s]')  
grid on;
```

figure (4)

```
plot(Tempo,A(2:,:),'g-')  
title('\fontsize{17}\bf Resposta em termos de aceleração')  
xlabel('\fontsize{15}\bf Tempo[s]')  
ylabel('\fontsize{15}\bf Aceleração [m/s^2]')  
grid on;
```

toc