

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA

OTIMIZAÇÃO DE AMORTECEDORES VISCOELÁSTICOS PARA MINIMIZAÇÃO DE  
VIBRAÇÕES DE EDIFICAÇÕES SUBMETIDAS A SISMOS

por

Igor Andrei de Almeida Kirchner

Dissertação para obtenção do Título de  
Mestre em Engenharia

Porto Alegre, Fevereiro de 2021

OTIMIZAÇÃO DE AMORTECEDORES VISCOELÁSTICOS PARA MINIMIZAÇÃO DE  
VIBRAÇÕES DE EDIFICAÇÕES SUBMETIDAS A SISMOS

por

Igor Andrei de Almeida Kirchner  
Engenheiro Mecânico

Dissertação submetida ao Corpo Docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, PROMEC, da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de

Mestre em Engenharia

Área de Concentração: Mecânica dos Sólidos

Orientador: Prof. Dr. Letícia Fleck Fadel Miguel

Aprovada por:

Prof. Dr. Ignacio Iturrioz, ..... PROMEC / UFRGS

Prof. Dr. Daniel Milbrath de Leon, ..... PROMEC / UFRGS

Prof. Dr. João Kaminski Junior, ..... PPGEC / UFSM

Prof. Dr. Fernando Marcelo Pereira  
Coordenador do PROMEC

Porto Alegre, 26 de Fevereiro de 2021

*Dedico esse trabalho a minha família e principalmente  
a minha amiga e namorada Alexia.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus pela vida e a oportunidade de sempre trilhar meu caminho um passo de cada vez com todo seu apoio emocional e suporte. Agradeço também aos meus pais e ao meu irmão, pelo suporte emocional durante toda a minha vida, sempre apoiando minhas escolhas e provendo todas condições necessárias para meu desenvolvimento.

Agradeço também a pessoa mais importante durante esse período de pós-graduação, a minha namorada Alexia Cindy Wagner, responsável por me apoiar durante toda a graduação e mestrado, contribuindo de forma direta em todo meu desenvolvimento acadêmico e sempre servindo como base emocional para toda e qualquer dificuldade enfrentada.

Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul pelo apoio institucional e a disponibilidade de material teórico e equipamentos para desenvolvimento da pesquisa, bem como agradeço a professora, orientadora e amiga Letícia Fleck Fadel Miguel por esse período, difícil, mas gratificante de orientação e apoio durante o desenvolvimento da pesquisa.

Agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo suporte financeiro para a elaboração deste trabalho.

## RESUMO

Devido à crescente demanda pela utilização de dispositivos dissipadores de energia para mitigação de sismos, surge a necessidade da definição do posicionamento e do tipo de dispositivo a ser utilizado em cada caso. Dessa forma, a escolha entre dispositivos com atuação passiva ou ativa depende da complexidade do projeto e do custo de implementação dos mesmos. Dentro do grupo de amortecimento passivo, que apresenta menor custo de implementação devido à ausência de controladores, destaca-se o amortecedor viscoelástico. Esse tipo de amortecedor tem sua utilização conhecida para mitigação da ação de ventos, apresentando carência de pesquisas quanto a sua efetividade para mitigação de sismos. Ainda, a otimização do posicionamento desses dispositivos, juntamente da otimização de parâmetros de projeto do amortecedor, apresenta-se como uma área promissora para o desenvolvimento de pesquisas. Nesse contexto, a pesquisa apresenta o desenvolvimento de uma rotina computacional a qual utiliza um algoritmo metaheurístico de busca baseado em princípios da natureza, o *Whale Optimization Algorithm* (WOA) aplicado a uma rotina de análise dinâmica de estruturas utilizando o método de Newmark, 1959, que engloba um código para geração de sismos artificiais a partir do filtro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960. Essa rotina buscou otimizar o posicionamento e os parâmetros de quatro amortecedores viscoelásticos seguindo o modelo de Kelvin, em uma estrutura de oito andares, visando a adequação das respostas da estrutura, em termos do deslocamento relativo dos pavimentos, perante a norma brasileira vigente. A utilização do WOA foi feita a partir da utilização de 3000 agentes de busca durante 20 iterações do algoritmo buscando minimizar a função objetivo definida como sendo o *inter-story drift*. Os resultados obtidos demonstraram a existência de uma rigidez equivalente ótima, ou módulo de armazenamento de energia, de 42 kN/mm para os quatro amortecedores, os quais devem ser instalados nos primeiros quatro andares da estrutura. Conclui-se ainda que a rotina desenvolvida apresentou resultados satisfatórios quanto à redução do *drift*, permanecendo 35% abaixo do limite da norma vigente para o pior caso. Também, comprovou-se a efetividade do fator  $PF = 4$  proposto por Shukla e Datta, 1999, para a determinação da rigidez equivalente dos amortecedores viscoelásticos.

Palavras-chave: Otimização; Amortecedor; Viscoelasticidade; WOA; Sismo.

## **ABSTRACT**

Due to the growing demand for the use of energy-dissipating devices to mitigate earthquakes, there is a need to define the type and position of the devices to be used in each case. Thus, the choice between devices with passive or active performance depends on the complexity of the project and the cost of the implementation. Within the passive damping group, which has a lower implementation cost due to the absence of controllers, the viscoelastic damper stands out. This type of damper has its known use for mitigating the action of winds, presenting a lack of research regarding its effectiveness for mitigating earthquakes. Still, the optimization of the positioning of these devices, together with the optimization of damper design parameters, presents itself as a promising area for research development. In this context, the research presents the development of a computational routine for the use of a metaheuristic search algorithm based on principles of nature, the Whale Optimization Algorithm (WOA), applied to a dynamic structure analysis routine using the method of Newmark, 1959, which uses a code to generate random earthquakes from the Kanai-Tajimi filter, 1961 and 1960. This routine search to optimize the position and parameters of four viscoelastic dampers following the Kelvin model, in an eight-story structure, aiming the adaptation of the structure's responses, in terms of the relative displacement of the floors, in relation to the current standard. The use of WOA was made using 3000 search agents during 20 iterations of the algorithm seeking to minimize the objective function defined as being the inter-story drift. The results obtained demonstrated the existence of an equivalent stiffness, or energy storage module, of 42 kN/mm for the four dampers, which must be installed on the first four floors of the structure. It is also concluded that the developed routine presented satisfactory results in terms of drift reduction, remaining 35% below the limit of the current standard for the worst case. Also, the effectiveness of the  $PF = 4$  factor proposed by Shukla and Datta, 1999, for determining the equivalent stiffness of viscoelastic dampers was proven.

**Keywords:** Optimization, Damper, Viscoelastic, WOA, Earthquake.

# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	Justificativa.....	4
1.2	Objetivos.....	5
1.3	Organização do Trabalho.....	6
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....</b>	<b>14</b>
3.1	Análise Dinâmica do Sistema.....	14
3.1.1	Equação Diferencial de Movimento .....	15
3.1.2	Método de Newmark .....	16
3.2	Sismo .....	19
3.2.1	Aceleração do Solo.....	20
3.2.2	Geração de Excitação Sísmica.....	22
3.2.3	Normas de Provisão Sísmica .....	23
3.3	Dispositivos para Dissipação de Energia.....	24
3.3.1	Sistemas de Amortecimento .....	24
3.3.2	Modelos de Instalação .....	24
3.3.3	Amortecedor Viscoelástico.....	26
3.3.4	Modelos de Análise de Amortecedores Viscoelásticos.....	27
3.4	Otimização.....	31
3.4.1	Vetor e Variáveis de Projeto.....	32
3.4.2	Função Objetivo e Restrições .....	32
3.4.3	<i>Whale Optimization Algorithm (WOA)</i> .....	33
3.4.4	Otimização de Amortecedores .....	40
3.4.5	Critério de Performance.....	42
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>44</b>
4.1	Determinação das Estruturas Analisadas.....	46
4.2	Propriedades das Estruturas .....	48
4.3	Código para Solução Dinâmica .....	50
4.4	Código para Geração de Acelerograma Artificial .....	51
4.5	Implementação dos Amortecedores.....	53

4.6	Incorporação do Algoritmo de Otimização .....	56
4.7	Aplicação na Estrutura Escolhida.....	58
<b>5</b>	<b>VALIDAÇÃO/VERIFICAÇÃO DAS ROTINAS DESENVOLVIDAS .....</b>	<b>61</b>
5.1	Validação da Rotina de Análise Dinâmica .....	61
5.2	Validação da Rotina de Geração do Acelerograma Artificial .....	69
5.3	Validação da Rotina do Amortecedor Viscoelástico .....	74
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>83</b>
6.1	Otimização de Amortecedores Viscoelásticos para o Edifício de 8 Andares (Propriedades 1).....	84
6.2	Otimização de Amortecedores Viscoelásticos para o Edifício de 8 Andares (Propriedades 2).....	93
6.3	Utilização do Fator PF.....	98
6.4	Ajuste da Função Objetivo .....	103
6.5	Resultados Finais .....	111
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>120</b>
7.1	Sugestões para Trabalhos Futuros .....	122
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>124</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	(a) Componentes básicos 1GDL. (b) Diagrama de corpo livre [Nagahama, 2013].	14
Figura 3.2	Comparação entre métodos numéricos [Adaptado de Cimellaro e Marasco, 2018].	18
Figura 3.3	Aceleração do solo [Adaptado de Datta, 2010].	20
Figura 3.4	Tipos de amortecedores segundo sua instalação [Adaptado de Takewaki, 2009].	25
Figura 3.5	(a) <i>Chevron Braces</i> , (b) <i>Diagonal Braces</i> , (c) <i>X-Braces</i> [Adaptado de De La Cruz et al., 2007].	25
Figura 3.6	(a) Amortecedor Viscoelástico por cisalhamento. (b) Configuração de montagem de amortecedor viscoelástico [Pérez, 2014].	26
Figura 3.7	Configuração comum de amortecedores viscoelásticos [Adaptado de Soong e Dargush, 1997].	27
Figura 3.8	(a) Material elástico perfeito; (b) Modelo de Kelvin; (c) Modelo de Maxwell. [Adaptado de Aseka, 2002].	28
Figura 3.9	Modelo de Amortecedor de Kelvin [Adaptado de Takewaki, 2009].	29
Figura 3.10	Modelo de amortecedor de Maxwell [Adaptado de Takewaki, 2009].	29
Figura 3.11	Mínimo local e mínimo global [Silva, 2003].	33
Figura 3.12	Comportamento alimentar <i>bubble-net</i> de baleias jubarte [Mirjalili e Lewis, 2016].	35
Figura 3.13	Vetores de posição da iteração atual e os vetores de posição possíveis para a próxima busca [Mirjalili e Lewis, 2016].	36
Figura 3.14	Método de redução ou encruamento do mecanismo de envolvimento da presa [Mirjalili e Lewis, 2016].	37
Figura 3.15	Método de atualização da posição em formato espiral para envolvimento da presa [Mirjalili e Lewis, 2016; Mafarja e Mirjalili, 2017].	38
Figura 3.16	Mecanismo de exploração implementado [Mirjalili e Lewis, 2016].	39
Figura 3.17	Pseudocódigo do WOA [Adaptado de MIRJALILI E LEWIS, 2016].	39
Figura 3.18	Otimização de amortecedores em estruturas [Adaptado de Takewaki, 2009].	40
Figura 3.19	Exemplo de <i>Inter-Story Drift</i> .	42
Figura 3.20	Categorias de acordo com a importância de utilização [ABNT, 2006].	43
Figura 4.1	Fluxograma da Metodologia de Pesquisa.	44
Figura 4.2	Estrutura <i>Shear Building</i> de 8 andares definida pelo autor.	46
Figura 4.3	Estrutura <i>Shear Building</i> de 10 andares [Adaptado de Mohebbi et al., 2012].	47
Figura 4.4	Estrutura <i>Shear Building</i> de 20 andares [Adaptado de Shukla e Datta, 1999].	48
Figura 4.5	Modelo de <i>shear building</i> adotado [Rao, 1990].	50
Figura 4.6	Implementação de amortecedores viscoelásticos [Shukla e Datta, 1999].	53
Figura 4.7	Relação entre o módulo de armazenamento e o módulo de dissipação de energia [Shukla e Datta, 1999].	54
Figura 4.8	<i>Flowchart</i> de utilização do WOA [Adaptado de Mehne e Mirjalili, 2018].	56
Figura 4.9	Convergência do WOA em relação as iterações [Mehne e Mirjalili, 2018].	57
Figura 4.10	Estrutura <i>Shear Building</i> de 8 andares definida pelo autor.	58
Figura 5.1	Exemplo de sistema com 4 GDL [Adaptado de Miguel, 2006].	61
Figura 5.2	Comparação do deslocamento da massa 1 entre os métodos utilizando o MATLAB.	65

Figura 5.3	Comparação do deslocamento da massa 2 entre os métodos utilizando o MATLAB.....	65
Figura 5.4	Comparação do deslocamento da massa 3 entre os métodos utilizando o MATLAB.....	66
Figura 5.5	Comparação do deslocamento da massa 4 entre os métodos utilizando o MATLAB.....	66
Figura 5.6	Comparação do deslocamento da massa 1 para $\Delta t = 0.001$ .....	67
Figura 5.7	Comparação do deslocamento da massa 2 para $\Delta t = 0.001$ .....	67
Figura 5.8	Comparação do deslocamento da massa 1 para $\Delta t = 0.1$ .....	68
Figura 5.9	Comparação do deslocamento da massa 2 para $\Delta t = 0.1$ .....	68
Figura 5.10	Aceleração do solo em função do tempo [Adaptado de Mohebbi et al., 2012].	69
Figura 5.11	Aceleração do solo em função do tempo gerado através de código desenvolvido no MATLAB.....	69
Figura 5.12	Espectros de Potência em $m^2/s^3$ .....	70
Figura 5.13	Resultados de deslocamento, aceleração e <i>inter-story drift</i> [Adaptado de Mohebbi et al., 2012].	70
Figura 5.14	Resultados de deslocamento de 10 simulações comparadas aos resultados de Mohebbi et al., 2012. ....	73
Figura 5.15	Resultados de aceleração de 10 simulações comparadas aos resultados de Mohebbi et al., 2012. ....	73
Figura 5.16	Resultados do <i>inter-story drift</i> de 10 simulações comparadas aos resultados de Mohebbi et al., 2012. ....	74
Figura 5.17	Resultados do R1 (deslocamento) com o aumento do fator PF [Shukla e Datta, 1999]. ....	78
Figura 5.18	Excitações de Banda Larga e Banda Curta [Shukla e Datta, 1999]. ....	79
Figura 5.19	Espectro de excitação.....	79
Figura 5.20	Resultados da relação de R1 com o fator PF para a simulação 1/10 (a) e 3/10 (b). ....	80
Figura 5.21	Resultados da relação de R1 com o fator PF para a simulação 10/10. ....	80
Figura 5.22	Resultados do R2 ( <i>inter-story drift</i> ) com o aumento do fator PF [Shukla e Datta, 1999]. ....	81
Figura 5.23	Resultados da relação de R2 com o fator PF para a simulação 1/10 (a) e 3/10 (b). ....	81
Figura 5.24	Resultados da relação de R2 com o fator PF para a simulação 10/10. ....	82
Figura 6.1	Espectro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960. ....	83
Figura 6.2	Aceleração do solo em função do tempo. ....	83
Figura 6.3	Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado para " $\omega_0$ " médio. ....	86
Figura 6.4	Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado para " $\omega_0$ " variável. ....	89
Figura 6.5	Tendência dos resultados de 10 simulações na estrutura 1.....	93
Figura 6.6	Comparação de 10 simulações da estrutura 2 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado. ....	96
Figura 6.7	Tendência dos resultados de 10 simulações na estrutura 2.....	97
Figura 6.8	Exemplo de <i>Drawback</i> de convergência do WOA. ....	98
Figura 6.9	Exemplo de Convergência padrão na utilização do WOA. ....	98
Figura 6.10	Comparação entre o <i>drift</i> máximo para a otimização feita com " $\omega_0$ " médio e variável e o fator PF para a estrutura 1. ....	101

Figura 6.11	Redução do <i>Inter-Story drift máximo</i> na estrutura 1 após a utilização do fator PF = 4 proposto por Shukla e Datta, 1999. ....	101
Figura 6.12	Comparação entre o <i>drift</i> máximo para a otimização feita com “ $\omega_0$ ” variável e o fator PF para a estrutura 2. ....	103
Figura 6.13	Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado com ajuste da função objetivo. ....	107
Figura 6.14	Tendência dos resultados de 10 simulações na estrutura 1 utilizando o ajuste da função objetivo. ....	108
Figura 6.15	Comparação de 10 simulações da estrutura 2 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado com ajuste da função objetivo. ....	109
Figura 6.16	Tendência dos resultados de 10 simulações na estrutura 2 utilizando o ajuste da função objetivo. ....	110
Figura 6.17	Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado com quatro amortecedores diferentes. ....	113
Figura 6.18	Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado com quatro amortecedores iguais. ....	114
Figura 6.19	Linha de tendência dos resultados da estrutura amortecida utilizando quatro amortecedores (a) com rigidez equivalente diferente (b) e com rigidez equivalente igual. ....	115
Figura 6.20	Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento (b) e com amortecimento ótimo. ....	116
Figura 6.21	Linha de tendência dos resultados da estrutura amortecida utilizando o amortecimento ótimo. ....	117
Figura 6.22	Resposta do <i>Inter-Story Drift</i> antes e depois da instalação de amortecedores viscoelásticos com variáveis de projeto ótimas. ....	118
Figura 6.23	Resultado considerando posicionamento dos amortecedores diferente do ótimo para diferentes valores de PF. ....	119

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Intensidade do sismo de acordo com o MMI [Adaptado de USGS, 1997].	20
Tabela 3.2	Percepção humana e danos associados ao PGA [Adaptado de Wu et al., 2003].	21
Tabela 3.3	Comparação entre PGA e MMI [Adaptado de Wu et al., 2003].	21
Tabela 3.4	Limitação para deslocamentos relativos [ABNT, 2006].	43
Tabela 4.1	Propriedades da estrutura de 10 andares [Mohebbi et al., 2012].	49
Tabela 4.2	Propriedades da estrutura de 20 andares [Shukla e Datta, 1999].	49
Tabela 4.3	Propriedades das estruturas 1 e 2 do edifício de 8 andares.	50
Tabela 4.4	Propriedades das excitações de cada uma das estruturas.	51
Tabela 4.5	Propriedades do solo para o edifício de 10 andares [Mohebbi et al., 2012].	52
Tabela 4.6	Propriedades do solo para o edifício de 8 andares.	52
Tabela 4.7	Critério de avaliação do deslocamento relativo ( <i>drift</i> ) máximo aceitável por categoria de utilização das estruturas.	59
Tabela 5.1	Parâmetros usados na validação do sistema com 4 GDL	62
Tabela 5.2	Resposta analítica do sistema para $t = 5s$ .	63
Tabela 5.3	Deslocamento das massas utilizando métodos numéricos.	63
Tabela 5.4	Aceleração das massas utilizando a solução analítica.	63
Tabela 5.5	Aceleração das massas utilizando o método de Diferenças Finitas Centrais.	64
Tabela 5.6	Aceleração das massas utilizando o método de Newmark.	64
Tabela 5.7	Deslocamento obtido pelo código desenvolvido comparado aos resultados de Mohebbi et al., 2012.	71
Tabela 5.8	Aceleração obtida pelo código desenvolvido comparado aos resultados de Mohebbi et al., 2012.	72
Tabela 5.9	<i>Inter-story drift</i> pelo código desenvolvido comparado aos resultados de Mohebbi et al., 2012.	72
Tabela 5.10	Resultados do modelo AL1 através do código desenvolvido em uma simulação.	75
Tabela 5.11	Resultados do modelo AL2 através do código desenvolvido em uma simulação.	75
Tabela 5.12	Resultados do modelo AL3 através do código desenvolvido em uma simulação.	76
Tabela 5.13	Resultados do modelo OPT através do código desenvolvido em uma simulação.	76
Tabela 5.14	Resultados do modelo AL1 através do código desenvolvido em simulação com sismo diferente.	76
Tabela 5.15	Resultados do modelo AL2 através do código desenvolvido em simulação com sismo diferente.	77
Tabela 5.16	Resultados do modelo AL3 através do código desenvolvido em simulação com sismo diferente.	77
Tabela 5.17	Resultados do modelo OPT através do código desenvolvido em simulação com sismo diferente.	77
Tabela 6.1	Condições de contorno para otimização da estrutura 1.	84
Tabela 6.2	Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 2/10 com " $\omega_0$ " médio.	85

Tabela 6.3	Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 2/10 com “ $\omega_0$ ” médio.....	86
Tabela 6.4	Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 8/10 com “ $\omega_0$ ” médio.....	87
Tabela 6.5	Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 8/10 com “ $\omega_0$ ” médio.....	87
Tabela 6.6	Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 2/10 com “ $\omega_0$ ” variável. ....	88
Tabela 6.7	Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 2/10 com “ $\omega_0$ ” variável.....	89
Tabela 6.8	Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 8/10 com “ $\omega_0$ ” variável. ....	90
Tabela 6.9	Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 8/10 com “ $\omega_0$ ” variável.....	90
Tabela 6.10	Deslocamento relativo ( <i>Inter-story drift</i> ) da estrutura 1 antes e depois da instalação dos amortecedores para a simulação 2.....	91
Tabela 6.11	Deslocamento relativo ( <i>Inter-story drift</i> ) da estrutura 1 antes e depois da instalação dos amortecedores para a simulação 8.....	92
Tabela 6.12	Condições de contorno para otimização da estrutura 2. ....	94
Tabela 6.13	Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 3/10. ....	94
Tabela 6.14	Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 3/10. ....	95
Tabela 6.15	Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 4/10. ....	95
Tabela 6.16	Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 4/10. ....	96
Tabela 6.17	<i>Inter-Story Drift</i> da estrutura 1 com amortecedores viscoelásticos correspondentes ao fator PF = 4 para a simulação 2.....	99
Tabela 6.18	Comparação do <i>Inter-Story Drift</i> máximo da estrutura 1 com os diferentes modelos para a simulação 2. ....	100
Tabela 6.19	<i>Inter-Story Drift</i> da estrutura 2 com amortecedores viscoelásticos correspondentes ao fator PF = 4 da simulação 3. ....	102
Tabela 6.20	Condições de contorno para otimização ajustada. ....	104
Tabela 6.21	<i>Inter-Story Drift</i> da estrutura 1 com amortecedores viscoelásticos otimizados com ajuste da função objetivo para a simulação 4.....	105
Tabela 6.22	Posicionamento otimizado e Rigidez Equivalente para a simulação 4 com função objetivo ajustada. ....	105
Tabela 6.23	<i>Inter-Story Drift</i> da estrutura com amortecedores viscoelásticos otimizados com ajuste da função objetivo para a simulação 5. ....	106
Tabela 6.24	Posicionamento otimizado e Rigidez Equivalente para a simulação 5 com função objetivo ajustada. ....	106
Tabela 6.25	Comparação do <i>Inter-Story Drift</i> da estrutura 1 com diferentes métodos de otimização em 10 simulações diferentes. ....	107
Tabela 6.26	Comparação do <i>Inter-Story Drift</i> da estrutura 2 com diferentes métodos de otimização em 10 simulações diferentes. ....	109
Tabela 6.27	Comparação de rigidez equivalente entre métodos de análise da estrutura 1..	111
Tabela 6.28	Comparação de rigidez equivalente média de 10 simulações entre métodos de análise da estrutura 1.....	112

Tabela 6.29	Comparação do Drift máximo da estrutura 1 utilizando quatro amortecedores diferentes.....	112
Tabela 6.30	Comparação do <i>Drift</i> máximo da estrutura 1 utilizando quatro amortecedores de 111 kN/mm. ....	114
Tabela 6.31	Comparação do <i>Drift</i> máximo da estrutura 1 utilizando quatro amortecedores de 42kN/mm. ....	116

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BSA	<i>Backtracking Search Optimization Algorithm</i>
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CNPQ	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
DE	<i>Differential Evolution</i>
EA	<i>Evolution Algorithm</i>
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i> – Agência Federal de Gestão de Emergências
GA	<i>Genetic Algorithm</i>
GDL	Grau de Liberdade
GMAp	Grupo de Mecânica Aplicada
MMI	<i>Modified Mercalli Intensity</i> – Intensidade de Mercalli Modificada
MTMD	<i>Multiple Tuned Mass Dampers</i> – Múltiplos Amortecedores de Massas Sintonizadas
NBR	Norma Brasileira Regulamentada
NIST	<i>National Institute of Standards and Technology</i> – Instituto Nacional de Padrões e Tecnologia
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i>
PROMEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
PSD	<i>Power Spectral Density</i> – Densidade Espectral de Potência
SGA	<i>Search Group Algorithm</i>
SI	<i>Système International d'unités</i> – Sistema Internacional de Unidades
TLD	<i>Tuned Liquid Dampers</i> – Amortecedores de Líquido Sintonizado
TMD	<i>Tuned Mass Dampers</i> – Amortecedores de Massa Sintonizada
UBC	<i>Uniform Building Code</i>
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
VED	<i>Viscoelastic Damper</i> – Amortecedor Viscoelástico
WOA	<i>Whale Optimization Algorithm</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Símbolos Latinos

$c$	Amortecimento, Ns/m
$[C]$	Matriz de Amortecimento
$c_d$	Amortecimento Equivalente, Ns/m
$g$	Gravidade, m/s <sup>2</sup>
$Gal$	Galileu Galilei
$k$	Rigidez, N/m
$k_d$	Rigidez Equivalente, N/m
$[K]$	Matriz de Rigidez
$m$	Massa, kg
$[M]$	Matriz de massa
$P$	População
$t$	Tempo, s
$tf$	Tempo final, s
$ti$	Tempo inicial, s
$F$	Força, N
$[F]$	Matriz de Força

### Símbolos Gregos

$\alpha$	Parâmetro de Estabilidade do Método de Newmark
$\delta$	Parâmetro de Estabilidade do Método de Newmark
$\Delta t$	Intervalo de tempo, s
$\lambda$	Coefficiente de proporcionalidade de Rigidez
$\mu$	Coefficiente de proporcionalidade de Massa
$\omega_n$	Frequência Natural, rad/s
$\omega_s$	Frequência Natural do Solo, rad/s
$\xi$	Fator de Amortecimento
$\xi_s$	Amortecimento do Solo

## 1 INTRODUÇÃO

O crescimento populacional e a ocupação territorial de grande parte dos países aumentam a demanda por estruturas cada vez mais leves, mais altas e com menor custo de implantação, o que requer avaliações criteriosas quanto ao dimensionamento dessas estruturas e as formas de manter a confiabilidade do projeto. Para avaliar o comportamento de tais estruturas, um fator relevante na concepção e projeto é a consideração das ações dinâmicas às quais as mesmas estão suscetíveis. Estas ações podem ser resultantes de diferentes fontes, sendo elas o vento, terremotos, equipamentos em funcionamento instalados dentro da estrutura ou próximo a ela e movimentação de pessoas ou veículos em caso de passarelas e pontes.

Quando a estrutura é submetida a essas ações, pode ser atingido o colapso da mesma, visto que essas excitações podem gerar solicitações superiores as obtidas em avaliação estática, fazendo com que as amplitudes de vibração fiquem acima dos valores admissíveis. Dessa forma, considerações incorretas durante o projeto e dimensionamento da estrutura, tanto para as cargas estáticas quanto para as cargas dinâmicas, podem gerar falhas, que levem a ruptura ou acarretem danos que podem tornar inviável a utilização da estrutura. Além disso, quando as estruturas são submetidas a carregamentos dinâmicos na qual a frequência da excitação se encontra próxima à frequência natural da mesma, esta entra em ressonância, ocasionando o incremento das amplitudes. Isto implica a redução da vida útil em equipamentos, problemas de conforto e de utilização em estruturas, podendo ocorrer problemas de integridade estrutural e até mesmo o colapso.

Dentre as ações dinâmicas, o tipo de excitação analisado nessa pesquisa são as ações sísmicas, que não são totalmente previsíveis. Segundo Rossato, 2017, o Brasil convive com a percepção de que não existam tremores de terra em seu território, porém, os mesmos existem, apesar de que em sua maioria não ultrapassem os 4 graus na escala Richter. Até 2011, somente dois sismos haviam atingido a escala de 6 graus na escala Richter. Isso ocorre porque o Brasil está disposto na parte central de uma placa tectônica, ou seja, toda a região brasileira é estável, mesmo quando parte do território pode estar perto das bordas, ou quando ocorre alguma falha geológica ou conflito entre placas. Sendo assim, quase sempre os casos registrados de sismos no Brasil são de pequena magnitude. Porém, em alguns casos podem ocorrer sismos de escala moderada que são sentidos pela população e podem ocasionar danos em estruturas.

Dessa forma, ressalta-se que mesmo com a magnitude baixa e sem ocorrência de grandes danos até o momento, torna-se cada dia mais importante realizar o dimensionamento das estruturas para eventos sísmicos, visando sua integridade e também o conforto dos usuários. Nesse contexto, apresenta-se a importância da norma NBR 15421 [ABNT, 2006] que visa regulamentar o projeto de estruturas de forma que as mesmas apresentem comportamento mitigatório para eventos sísmicos nas regiões apresentadas na norma. Assim, a norma disponibiliza aos projetistas conhecimentos básicos sobre o tema para que não ocorram falhas na estrutura durante sismos, bem como dispõe de formas para calcular as forças e também como o sismo atua nas estruturas, pois sempre que for necessário projetar uma estrutura em locais com atividades sísmicas consideráveis é necessário definir formas de obter essas previsões. Porém, de forma geral, as normas, como a NBR 15421/2006, consideram as ações dinâmicas dos sismos como cargas estáticas equivalentes, o que simplifica a forma de aplicação dessas forças, porém não representa da melhor forma possível a realidade.

Sendo assim, essas forças externas atuantes no sistema, podem ser obtidas de duas formas, sendo uma delas a obtenção de registros sísmicos obtidos através de observatórios sismológicos ou centros de sismologia, utilizando então acelerogramas de sismos reais obtidos através de receptores de movimentação do solo. Também, em casos onde não há excitações sísmicas consideráveis na região analisada é possível simular um evento sísmico, através da obtenção de um acelerograma artificial, por diferentes modos de geração desses sismos, como por exemplo o método de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, que utiliza as informações do solo onde será analisada a ação dinâmica.

Com o passar dos anos, e com os avanços tecnológicos para provisões sísmicas, o efeito dessas vibrações em estruturas tem sido o foco para estudo e pesquisa, com o objetivo de verificar as influências dessas excitações externas e formas para aplicar diferentes tipos de dissipadores de energia, bem como analisar como ocorre a transmissão da excitação externa e as forças dinâmicas em todos os componentes da estrutura, definindo quais tipos de dissipadores tem mais aplicabilidade, sendo eles ativos ou passivos. Os dissipadores passivos são sistemas que utilizam uma propriedade predefinida para o amortecimento da excitação, enquanto os dissipadores ativos utilizam sistemas de captação da excitação, como sensores e algoritmos de interpretação, para adequar seu amortecimento de acordo com a força de excitação.

Os dissipadores de energia com atuação passiva mais conhecidos são os amortecedores de massa sintonizada, os amortecedores viscosos e os amortecedores viscoelásticos. A presente dissertação tratará dos amortecedores viscoelásticos, os quais contam com excelente

participação na dissipação de energia, pois além do amortecimento inerente ao material viscoelástico, ele ainda contribui com a rigidez da estrutura, porém, esse tipo de amortecedor apresenta uma complexidade elevada, comparado aos outros amortecedores, tanto para projeto quanto para implementação.

A utilização dos amortecedores viscoelásticos está cada vez mais presente nos projetos de mitigação da ação sísmica em edifícios, visto que, desde sua primeira implementação por Mahmoodi, 1969, no World Trade Center como mitigador da ação dos ventos, muitas pesquisas utilizam esse tipo de amortecedor e definem parâmetros para a otimização, pois ainda é necessário obter critérios de projeto para sua instalação. Esses amortecedores, diferentemente dos amortecedores viscosos, atribuem não só amortecimento, mas também rigidez ao sistema, o que pode, em muitos casos, trazer mais confiabilidade ao projeto.

Como já mencionado, a instalação de sistemas de amortecimento para a redução das amplitudes de vibração tem bons resultados disponíveis na literatura, porém, está em desenvolvimento uma grande área de pesquisa que constantemente traz bons resultados para a comunidade científica quanto a aplicação de amortecedores, sendo essa área a otimização dos parâmetros ideais de amortecedores, principalmente dos amortecedores viscoelásticos. Além da otimização desses parâmetros, utilizados para o projeto dos amortecedores, também é otimizado o posicionamento dos amortecedores, a fim de utilizar com maior eficiência esses dispositivos. Portanto, atualmente, substituiu-se a utilização de ensaios através de tentativa e erro por algoritmos de otimização, para minimizar ou maximizar uma função objetivo, através dos dados previamente definidos, que nesse caso é a redução da amplitude de vibração da estrutura. Com isso, é possível identificar quais são os parâmetros ótimos dos amortecedores, bem como quais posições esses amortecedores podem ser instalados, a fim de obter o melhor custo-benefício da utilização desses dispositivos. Nesse contexto, existem diversos algoritmos de otimização que utilizam diferentes formas para a minimização da função objetivo, dentre eles o *Whale Optimization Algorithm* (WOA) é um dos mais promissores atualmente, o qual baseia-se no sistema de caça utilizado pelas baleias. Com esse algoritmo, é possível minimizar a resposta dinâmica da estrutura frente ao sismo gerado aleatoriamente e adequar a estrutura quanto as normas regulamentadoras.

Nesse contexto, o trabalho apresenta uma ferramenta de projeto cada vez mais importante nos dias de hoje, pois ela é responsável por maximizar os benefícios provenientes da instalação de amortecedores viscoelásticos em uma estrutura, bem como identificar quais parâmetros são mais importantes na escolha de um dispositivo dissipador de energia e qual o

melhor posicionamento para sua instalação. A partir disso, será possível obter respostas quanto a quais funções objetivo podem ser otimizadas, atribuindo à literatura mais informações quanto a utilização desse tipo de amortecimento e o uso de algoritmos de otimização.

## 1.1 Justificativa

A pesquisa em questão envolve o estudo de métodos de otimização para melhoria da dinâmica estrutural de edifícios a partir do uso de amortecedores viscoelásticos. Dessa forma, abrange duas grandes áreas da engenharia (otimização e dinâmica estrutural) e contribui com o desenvolvimento de novas tecnologias e métodos de avaliação de estruturas quanto à carregamentos dinâmicos, permitindo a melhoria dos projetos e provisionamento estrutural para resistir a sismos e ventos. Também, independentemente do local onde a estrutura está instalada e da norma escolhida para a avaliação dos resultados, a pesquisa guiará aplicações de amortecedores viscoelásticos e algoritmos de otimização em estruturas, provendo informações pertinentes quanto à essas áreas e endossando ainda mais os conhecimentos nesses conceitos.

Atualmente muitas estruturas localizadas em áreas de solicitação sísmica ou com altura elevada necessitam de verificação estrutural quanto aos carregamentos dinâmicos, sejam eles provenientes da ação sísmica do terreno ou a ação lateral de ventos. Dessa forma, essa área demanda cada vez mais o desenvolvimento de novas tecnologias com o objetivo de melhorar a análise e oferecer alternativas de amortecimento para as estruturas.

Dentro desse conteúdo, apresenta-se a utilização de dissipadores de energia para reduzir a amplitude de resposta das estruturas frente a excitações sísmicas, cujo uso está em constante crescimento, aumentando cada vez mais a utilização dos dispositivos de dissipação com atuação passiva, como os amortecedores viscoelásticos (VED - *Viscoelastic Damper*), os quais podem ser instalados em cada pavimento e são amplamente utilizados atualmente. Portanto há a necessidade de otimizar o projeto destes dispositivos, via algoritmo de otimização, para que seja possível se obter o melhor desempenho do sistema de controle com o menor custo. A partir disso, constata-se a importância do estudo da otimização dos parâmetros dos amortecedores viscoelásticos utilizados nas estruturas com o objetivo de se utilizar o dispositivo da maneira mais eficiente possível, otimizando tanto à força do amortecedor responsável pela diminuição da amplitude de vibração, quanto o posicionamento dos amortecedores na estrutura. Assim, a determinação de parâmetros que conduzam a um projeto ótimo da instalação de amortecedores contribui com o dimensionamento de tais dispositivos no futuro. Os resultados obtidos ao serem

combinados com pesquisas já existentes auxiliarão na redução do tempo de análise de engenheiros e projetistas no setor de otimização, os quais poderão voltar-se diretamente para formas de instalação, manutenção e ciclo de vida útil dos amortecedores, áreas com participação importante para a efetividade do amortecimento passivo desses dispositivos.

## 1.2 Objetivos

O objetivo principal é aplicar um algoritmo para otimização de amortecedores viscoelásticos em edifícios sujeitos à excitação sísmica, minimizando a resposta dinâmica do sistema, utilizando como critério de avaliação a norma brasileira NBR 15421/2006. Para alcançar esse objetivo será necessário obter sucesso em alguns objetivos específicos, sendo eles:

- a) Gerar acelerogramas artificiais através de rotina computacional desenvolvida em MATLAB® usando o filtro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, e o conversor de Shinozuka e Jan, 1972;
- b) Determinar a resposta dinâmica de estruturas selecionadas, em termos de deslocamento, velocidade e aceleração, quando submetidas a excitações sísmicas, a partir de uma rotina computacional desenvolvida em MATLAB®, antes e após a instalação de amortecedores viscoelásticos;
- c) Validar as rotinas computacionais desenvolvidas utilizando estruturas do tipo *shear building* disponíveis na literatura com e sem dissipadores de energia;
- d) Interligar a rotina desenvolvida para a análise dinâmica com um algoritmo de otimização, a qual permitirá a minimização do *drift* máximo da estrutura;
- e) Otimizar o posicionamento dos amortecedores viscoelásticos na estrutura e seus parâmetros pelo modelo de Kelvin (rigidez e amortecimento equivalente) utilizando o *Whale Optimization Algorithm* (WOA);
- f) Analisar os resultados obtidos através da otimização e comparar com os resultados obtidos pela aproximação dos parâmetros do amortecedor viscoelástico proposto por Shukla e Datta, 1999;
- g) Comparar os resultados entre o Fator PF e a otimização dos parâmetros dos amortecedores, apontando as vantagens e desvantagens da otimização e a importância do posicionamento.

### 1.3 Organização do Trabalho

A pesquisa foi desenvolvida de forma a cumprir os objetivos específicos e alcançar o objetivo principal, que é desenvolver uma rotina computacional para análise dinâmica e otimização de amortecedores viscoelásticos em edificações sujeitas a ações sísmicas. Para apresentar isso, o trabalho se organiza em sete capítulos, como descrito a seguir.

Capítulo 1: o primeiro capítulo apresenta uma breve introdução sobre o conteúdo da pesquisa, a importância da instalação de amortecedores em estruturas para diminuir a resposta dinâmica quando excitado por sismos, qual o cenário atual de provisão antissísmica e a dificuldade de prever local, horário e energia de um terremoto.

Capítulo 2: esse capítulo conta com a verificação do estado da arte quanto a otimização de amortecedores, bem como a verificação de pesquisas e estudos na área, sendo pertinente a otimização de quaisquer tipos de dispositivo de dissipação de energia passivo.

Capítulo 3: será apresentada a fundamentação teórica necessária para o desenvolvimento da pesquisa, incluindo quais são os tipos de dissipadores de energia mais utilizados, parâmetros mais importantes de um amortecedor, utilizações mais comuns dos amortecedores em estruturas, aspectos quanto a geração do sismo e solução de sistemas dinâmicos, além de pesquisas com resultados importantes dentro desse tema.

Capítulo 4: esse tópico irá demonstrar de forma clara e concisa a metodologia proposta para o desenvolvimento da pesquisa, complementando o estudo teórico e demonstrando de forma prática qual foi o roteiro executado para obter os resultados desejados. Dentro desse capítulo é possível entender quais foram as estruturas analisadas e suas características, como foi feita a escolha do número de amortecedores a serem instalados, quais foram os parâmetros utilizados para validação, como foi feita a integração do algoritmo de otimização ao código desenvolvido pelo autor e de que forma vão ser colhidos os resultados.

Capítulo 5: apresenta a validação das rotinas computacionais desenvolvidas a partir da comparação com resultados provenientes de outras pesquisas disponíveis na literatura.

Capítulo 6: contém os resultados mais importantes obtidos com a realização do trabalho, incluindo o melhor posicionamento e parâmetros obtidos através da otimização dos amortecedores viscoelásticos para as estruturas analisadas.

Capítulo 7: por fim, esse é o capítulo onde será possível definir a empregabilidade do código, se o código foi validado a partir das referências utilizadas, quais foram os resultados mais importantes obtidos e quais serão as sugestões para trabalhos futuros nessa área.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esse trabalho contempla a análise dinâmica de estruturas, um estudo utilizado por muito tempo para visualização do comportamento de estruturas frente a excitações externas. O estudo da dinâmica, de estruturas domiciliares, silos, pontes, torres, quaisquer seja seu uso, tem como base os estudos desenvolvidos por Wilson e Clough, 1962, que avaliam o comportamento dessas estruturas submetidas a excitações sísmicas, ventos e o efeito da movimentação de pessoas e veículos sobre pontes ou passarelas. Esses estudos utilizam diferentes métodos, sendo eles analíticos ou numéricos para a solução da equação de equilíbrio dinâmico. Dentro desses tipos de soluções, apresenta-se o método proposto por Newmark, 1959, juntamente com outros métodos de solução, que facilitaram a forma de solucionar a equação de equilíbrio, pois em alguns casos, era impossível utilizar métodos analíticos.

A análise de dinâmica de estruturas usando o método de Newmark é bastante conhecida, sendo utilizada em muitas pesquisas, como Chaudhary e Bathe, 1986, que utilizam o método de Newmark com diferentes parâmetros, e Yang e Yau, 1997, que utilizam o método de Newmark para a análise de vibração de pontes, onde, ambos, apresentam suas análises dinâmicas obtendo resultados excelentes. O método de Newmark, 1959, também é bastante consolidado na comunidade científica, sendo apresentado como solução para as equações de equilíbrio na análise dinâmica, como no caso de Bathe e Wilson, 1976, Clough e Penzien, 1975, e Soong e Dargush, 1997, que apresentam o método como um dos principais métodos numéricos de integração direta implícito.

No mesmo contexto, a utilização de dispositivos de dissipação de energia, principalmente os que tem atuação passiva, tem bastante aplicabilidade prática devido a sua simplicidade de instalação, sendo que os amortecedores desse tipo são estudados há muito tempo e continuam em foco devido ao avanço tecnológico dos materiais e as formas de dispor esses amortecedores, contando com extensivos estudos experimentais para a sua certificação. Dentro do amortecimento passivo, muitos estudos foram desenvolvidos, com os diferentes tipos de amortecedores. Soong e Dargush, 1997, estudaram amortecedores de massa sintonizada e sua aplicação em estruturas lineares e não lineares. Xu, 2007, e Xu et al., 2004 apresentam diversos estudos de amortecimento viscoelástico e sua otimização. Constantinou e Tadjbakhsh, 1983, estudaram a influência e o projeto ótimo de um sistema passivo de amortecimento para o primeiro andar de uma estrutura, verificando quais parâmetros influenciam nessa otimização.

Os estudos existentes variam desde a utilização de amortecedores para mitigação de sismos, até ao amortecimento de forças harmônicas e oscilações com padrão definido.

Assim, atualmente são desenvolvidas muitas pesquisas em função da otimização do uso desses dispositivos, onde a função objetivo da otimização nesses casos pode ser a diminuição da força aplicada pelo amortecedor, como nas pesquisas da otimização de amortecedores de massa sintonizada, onde Hoang et al., 2008, utilizaram o filtro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, para analisar o comportamento de estruturas com projetos ótimos de TMD's (*Tuned Mass Dampers*) e a determinação de fórmulas práticas para esses modelos; Li e Qu, 2006, demonstraram uma forma de obter propriedades ótimas para os TMD's para a redução da resposta torcional e translacional; Lee et al., 2006, propuseram teorias de projeto ótimo e aplicações de TMD's; e Desu et al., 2006, apresentaram um estudo de pares de TMD's, utilizados para controle de estruturas assimétricas. Ghosh e Basu, 2007, apresentaram uma forma de otimizar o critério de sintonia de amortecedores de massa sintonizada, que é um parâmetro importante para a definição do projeto desses dispositivos e Arfiadi e Hadi, 2011, propuseram a utilização de algoritmos genéticos híbridos para a otimização do posicionamento e parâmetros de amortecedores de massa sintonizada. Por fim, Marano et al., 2010, comparam entre os diferentes modos de otimização os critérios estabelecidos para o projeto de amortecedores de massa sintonizadas.

Outro trabalho referência, é o estudo desenvolvido por Mohebbi et al., 2012, que avaliou o projeto ótimo do uso de amortecedores de massa sintonizada, utilizando algoritmos genéticos para obter a melhor mitigação da resposta da estrutura quanto a um sismo. Essa pesquisa também utiliza a geração de um sismo artificial a partir de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, porém, diferentemente de Miguel et al., 2016, essa pesquisa utiliza o método de Wilson- $\theta$  para solução da equação dinâmica, um método implícito de integração direta semelhante a Newmark, 1959.

Os múltiplos amortecedores de massas sintonizadas (*Multiple Tuned Mass Dampers – MTMD's*), também apresentam pesquisas de otimização de posicionamento ou parâmetros, como mostrado por Joshi e Jangid, 1997, em sua pesquisa para a otimização de MTMD's em estruturas com sua base excitada por um processo aleatório de ruído branco aleatório; Li, 2002, apresentou uma pesquisa de otimização de MTMD's utilizando dois métodos diferentes utilizando a minimização do deslocamento e da aceleração obtida como resposta a excitação do solo. Hoang e Warnitchai, 2005, apresentaram um modelo de projeto ótimo para MTMD's utilizando um otimizador numérico, que agrega grande referência à esta pesquisa em si. Dehghan-Niri et al., 2010, propuseram uma metodologia para otimização genérica do projeto

de MTMD's em estruturas sujeitas a excitações harmônicas, semelhantemente a Bandivadekar e Jangid, 2012, que desenvolveram a mesma forma de otimização de parâmetros de MTMD's, porém utilizando algoritmos de busca numéricos. Por fim, Lavan e Daniel, 2013, apresentaram a metodologia para otimização do projeto de MTMD's em estruturas sujeitas a sismos, bem como Miguel et al., 2016, que propuseram o projeto ótimo de MTMD's através do *Firefly Algorithm*. Dessa forma também surgiram comparações entre modelos, como Chen e Wu, 2001, que apresentaram a diferença entre a utilização de TMD's e MTMD's e a otimização do posicionamento dos amortecedores.

Da mesma forma da otimização de TMD's a otimização de amortecedores viscosos também apresenta muitos resultados na literatura, principalmente por parte de Takewaki, 1997, que apresentou a otimização de posicionamento de amortecedores viscoso e também apresentou diferentes pesquisas para otimização desses amortecedores, incluindo Takewaki e Yoshitomi, 1998, que analisou o efeito da rigidez das barras de sustentação dos amortecedores viscosos no posicionamento ótimo, bem como Takewaki, 1999, que otimizou o controle de deslocamento-aceleração pela colaboração da rigidez-amortecimento da estrutura dos amortecedores, por fim, Takewaki, 2000a, apresentou os resultados de otimizações de amortecedores viscoso frente a uma excitação crítica. Buscando na bibliografia, algumas pesquisas podem ser referidas, pois contribuem muito para a área e para a pesquisa em si, como Sonmez et al., 2013, que utilizou um algoritmo de colônia de abelhas (*Bee Colony Algorithm*) para a otimização do posicionamento de amortecedores viscosos, Aydin et al., 2007, apresentaram uma pesquisa de distribuição ótima dos amortecedores viscosos em uma estrutura utilizando um algoritmo de busca chamado "*Steepest Direction Search Algorithm*" que também foi utilizado por Takewaki, 2000b. Marano et al., 2007, propuseram a otimização de amortecedores viscosos através de um critério de falha utilizando, também, um processo estocástico de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960. Aydin, 2012, por sua vez, apresentou uma forma de otimizar a localização dos amortecedores viscosos em estruturas de aço, levando em consideração o momento elástico da base da estrutura.

Em alguns casos, o autor não trabalha com a otimização de parâmetros de construção do dispositivo e seu posicionamento na mesma pesquisa, fazendo somente a otimização de parâmetros, ou utilizando ensaios para avaliar o posicionamento com amortecedores comerciais com parâmetros definidos, porém com diferentes pontos de vista, como em Jangid, 1999, que utiliza a otimização de parâmetros de MTMD's para excitações harmônicas na base de sistemas. Já Uetani et al., 2003, propõem a otimização do posicionamento dos amortecedores viscosos a

partir da resposta da instalação de amortecedores histeréticos, como também Moreschi e Sing, 2003, que utilizaram amortecedores metálicos e amortecedores de Coulomb juntamente para a otimização, devido aos seus parâmetros e características de projeto similares. Basili e De Angelis, 2007, propõem uma ideia de otimização de parâmetros de controle passivo de estruturas adjacentes conectadas por dispositivos histeréticos.

Ainda nos amortecedores viscosos, é possível identificar trabalhos que utilizam o princípio do amortecimento viscoso para utilização do amortecimento por Fricção ou amortecimento de Coulomb, como mostrado por Mostaghel e Davis, 1997, e utilizado nos trabalhos de Qu et al., 2001, e Filiatrault, 1985, que estudam, respectivamente, a redução da resposta de estruturas pela ação de ventos e a performance de amortecedores submetidos a sismos através da implementação de amortecedores por fricção. Fang et al., 2012, apresentou um projeto ótimo de um amortecedor de vibrações por atrito de Coulomb e amortecimento viscoso.

Em relação à otimização de amortecedores por atrito, destaca-se o trabalho de Miguel et al., 2016. A principal contribuição dessa pesquisa foi a proposta de uma metodologia para otimizar ao mesmo tempo a localização de amortecedores de fricção e suas forças de atrito em estruturas submetidas a carregamento sísmico, para atingir o nível desejado de redução na resposta dinâmica. Em sua pesquisa, Miguel et al., 2016, utilizam o filtro gaussiano de ruído branco de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, como método de geração de sinal artificial para excitação da estrutura, utilizando do conversor de sinal em domínio de frequência para uma aceleração do solo no domínio de tempo utilizando o conversor de Shinozuka e Jan, 1972. A solução dinâmica proposta por Miguel et al., 2016, utiliza o método das Diferenças Finitas para a solução da função de equilíbrio dinâmico.

Dentre os dispositivos de dissipação de energia com atuação passiva, os amortecedores viscoelásticos ou VED (*Viscoelastic Dampers*) apresentam um bom comportamento devido a sua estabilidade e o seu amortecimento e rigidez adicional à estrutura, que diminui consideravelmente o cisalhamento dos pavimentos e o *inter-story drift*. A primeira utilização desse tipo de amortecimento, através do cisalhamento de camadas de material viscoelástico, foi proposto por Ungar e Ross, 1959, que buscavam utilizar camadas de materiais alternativos entre chapas metálicas para reduzir, ou amortecer, a vibração em fuselagens, seja de aviões, navios, etc. Também, Grootenhuis, 1970, utilizou esse tipo de material em camadas para o controle de vibrações e a diminuição da resposta dinâmica de estruturas. Então, Mahmoodi, 1969, iniciou a aplicação desse dispositivo em estruturas de engenharia civil, com a utilização de

aproximadamente dez mil amortecedores viscoelásticos em cada uma das torres gêmeas. Esses dispositivos foram inicialmente propostos para edifícios altos, pois apresenta uma boa redução das respostas dinâmicas no pavimento onde é instalado o dispositivo. Mahmoodi, 1969, mostra a redução das vibrações induzidas pelos ventos em edifícios altos, principalmente em sua aplicação no *World Trade Center*. Ainda Mahmoodi e Keel, 1986, estudaram o comportamento desses amortecedores frente as diferentes temperaturas, pois os materiais utilizados apresentam diferentes respostas em diferentes temperaturas. Keel e Mahmoodi, 1986, apresentam o projeto e aplicação de amortecedores viscoelásticos no *Columbia Center Building*. Também Zhang et al., 1989, apresentaram resultados da implementação de amortecedores viscoelásticos em estruturas de metal, mostrando a efetividade do uso desses dispositivos. Esses estudos são bastante detalhados por Holmes, 2001, em um livro sobre análise dinâmica de estruturas sujeitas a ação do vento, pois a maioria dos estudos utilizava os amortecedores viscoelásticos para a mitigação do efeito do vento. Singh e Moreschi, 2002, apresentam a efetividade e otimização desses amortecedores e a comparação com amortecedores viscosos, já a pesquisa de Movaffaghi e Friberg, 2006, apresenta a otimização do posicionamento de amortecedores viscoelásticos utilizando o GA (*Genetic Algorithm*) em uma estrutura tridimensional.

Dentre os dispositivos de dissipação de energia, o amortecedor viscoelástico apresenta um dos melhores desempenhos durante sua vida útil, pois além de adicionar rigidez e amortecimento à estrutura, contribuindo para dois fatores importantes no equilíbrio dinâmico do sistema, conta com o fenômeno de aumentar o amortecimento quando solicitado por diferentes frequências ou pelo aquecimento do amortecedor, como apresentados em Shen et al., 1995, e Zhang e Soong, 1992; além de também ser influenciado pela temperatura, como demonstrado por Chang et al., 1992, e Chang et al., 1995.

Zhang et al., 1989, Aiken et al., 1990, Soong e Mahmoodi, 1990, Tsai e Lee, 1993, Samali e Kwok, 1995, e Lai et al., 1995, mostraram que os VED's poderiam ser utilizados para reduzir os efeitos de ações sísmica em estruturas, pois os resultados dessas pesquisas mostravam a redução significativa das respostas da estrutura, devido a rigidez e o amortecimento inerente ao dispositivo instalado. Porém, também foi concluído que para a instalação desses amortecedores é necessário atentar para parâmetros importantes no projeto desses dispositivos e que representam a efetividade da utilização dos VED's, que são a temperatura, a frequência de excitação e a localização dos amortecedores. Nesse sentido, Chang et al., 1992, Chang et al., 1993, e Chang et al., 1995, apresentam em seus estudos o comportamento de amortecedores

viscoelásticos frente a uma excitação sísmica, demonstrando a importância da temperatura, frequência de histerese e a localização dos amortecedores.

Dentro desses trabalhos, vale citar a pesquisa de Zhang et al., 1989, que contempla a modelagem de amortecedores viscoelásticos em uma estrutura de aço de dez andares, analisando a mitigação da resposta dinâmica do edifício quando excitado por um sismo. Esse trabalho demonstra também a forma de instalação dos amortecedores e sua participação na equação dinâmica, porém, a pesquisa de Zhang et al., 1989, não demonstra nenhum tipo de otimização de parâmetros e posicionamento, apenas a modelagem de amortecedores em todos os andares para analisar a resposta modal da estrutura. Xu, 2007, também apresenta uma comparação entre os modelos matemáticos utilizados para análise de amortecedores viscoelásticos com os resultados experimentais obtidos na pesquisa e a importância da temperatura e frequência de trabalho dos amortecedores.

Quanto a otimização dos VED's, a otimização do seu posicionamento tem sido bastante limitada, pois depende de muitos fatores. Alguns trabalhos disponíveis na literatura utilizam de meios para obter um projeto ideal ou uma configuração de instalação dos amortecedores de forma ótima. Ashour e Hanson, 1987, apresentam uma solução para a localização ótima dos amortecedores considerando o edifício, com propriedades iguais para cada andar, como uma viga de cisalhamento uniforme. Porém, esse tipo de abordagem não tem aproximação com o comportamento real de estruturas, bem como não condiz com a análise dinâmica dependendo da frequência do sismo. Chang e Soong, 1980, utilizaram a análise modal de estruturas para obter a localização ótima para um controlador para o controle ativo de dispositivos, que seria um passo para a obtenção de soluções para otimização do posicionamento de dispositivos. Dessa forma, Zhang e Soong, 1992, através de uma pesquisa utilizando índice de controlabilidade, visto pela primeira vez por Cheng e Pantelides, 1988, conseguiu resolver o problema de localizações dos amortecedores, obtendo um posicionamento ideal dos dispositivos, através do método do índice de controlabilidade associado a cada pavimento. Porém, esses estudos utilizando o índice de controlabilidade não levam em consideração a modelagem do VED, como seu material e seu fator de amortecimento, nem o efeito da frequência de excitação no material do amortecedor.

Com isso, Xu et al, 2004, apresentaram uma forma de otimização de parâmetros e posicionamento, utilizando o método simplex, comparando com um estudo experimental desenvolvido utilizando uma mesa vibratória. Também Heydarinouri e Zahrai, 2017, propuseram a otimização do posicionamento e parâmetros de projeto de VED's utilizando um

método iterativo *step-by-step*, utilizando como função objetivo a minimização do *drift*. Zhao et al., 2017, apresentaram uma otimização de parâmetros de amortecedores viscoelásticos utilizando GA e considerando a interação da estrutura com o tipo de solo. Essas pesquisas produzem resultados interessantes quanto as diferentes abordagens quanto a otimização.

Por fim, apresenta-se o trabalho desenvolvido por Shukla e Datta, 1999, o qual traz análises importantes quanto à otimização de amortecedores viscoelásticos em estrutura a ser submetida à uma força sísmica. Os autores desenvolveram uma rotina de análise dinâmica de uma estrutura de 20 andares, otimizando as posições dos amortecedores e o número de amortecedor em cada andar, sendo as possibilidades de um ou dois amortecedores. Este trabalho utiliza um índice de controlabilidade com base no valor da raiz quadrada média (*Root-Mean-Square* - RMS) dos valores de *inter-story drift*, aceleração e deslocamento para encontrar o posicionamento ideal para instalação dos amortecedores. Assim, para avaliar o desempenho dos amortecedores, optaram por utilizar três diferentes tipos de modelagem de amortecimento viscoelástico, os modelos Kelvin, Maxwell e linear-histerético, que também podem ser vistos em Zheng et al., 2015, Inaudi e Kelly, 1995, e Hatada et al., 2000, respectivamente. A pesquisa feita por Shukla e Datta, 1999, utiliza o sismo como um fenômeno aleatório, sendo utilizado um procedimento estocástico para avaliar a excitação sísmica. Assim, Shukla e Datta, 1999, utilizaram duas bandas de frequência para o sismo, uma banda estreita e uma banda larga. Essa pesquisa também apresentou uma aproximação para a definição dos valores dos parâmetros do amortecedor viscoelástico, a rigidez equivalente e o amortecimento equivalente, onde é possível determinar o valor da rigidez equivalente a partir da rigidez da estrutura. Assim, se torna mais fácil definir um valor aproximado para a rigidez do amortecedor, e, conseqüentemente, definir o amortecimento a partir do fator de perda e a frequência natural do sistema.

Também, ressalta-se a linha de pesquisa onde está inserido o trabalho em questão, que apresenta diversas pesquisas nessa área, como os trabalhos de Brandão, 2020, e Silva, 2020, que obtiveram excelentes resultados na otimização de amortecedores de massa sintonizados, onde o primeiro utiliza dispositivos otimizados através do *Search Group Algorithm* (SGA) para a redução das respostas dinâmicas de uma estrutura sujeita a ações sísmicas, e o segundo otimizou os parâmetros de projeto desses amortecedores com o *Backtracking Search Optimization Algorithm* (BSA) para controlar a vibração de passarelas metálicas sujeitas as ações de pedestres. Outro trabalho importante da linha de pesquisa é o desenvolvido por Barranco, 2020, que utilizou o algoritmo *Differential Evolution* (DE) para otimizar amortecedores viscosos utilizados no amortecimento de pórticos planos metálicos.

### 3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Esse capítulo apresenta os conteúdos abordados pela pesquisa e que são úteis para a compreensão da mesma. Inicialmente será apresentado o comportamento dinâmico de um sistema, quais são as formas de analisar dinamicamente uma estrutura e quais são os dados de entrada de um sistema para que seja possível utilizar uma equação dinâmica para análise. Para estabelecer formas de resolver o sistema dinâmico será necessário entender como é definido os métodos de solução dinâmica. Com isso, também será apresentado as características de excitações sísmicas e quais são suas particularidades, bem como as formas de gerar um sismo artificialmente. A adição de dissipadores de energia será apresentada a seguir, juntamente com as formas de instalação e os parâmetros e modelagens de amortecedores viscoelásticos. Por fim, a principal ferramenta desse trabalho, a otimização, será apresentada, com suas características e as formas de utilizar algoritmos de otimização.

#### 3.1 Análise Dinâmica do Sistema

Nagahama, 2013, cita a modelagem do comportamento dinâmico de uma estrutura como essencial para o projeto de estruturas e para resolver alguns problemas de engenharia, bem como quais são os principais elementos necessários para essa análise da estrutura sujeita a uma fonte externa de excitação. Esses elementos são: massa, mola (rigidez ou elasticidade) e amortecedor (dissipação de energia). Em alguns casos é possível simular a análise dinâmica através da modelagem clássica do sistema de um grau de liberdade (1 GDL), chamado de sistema massa-mola-amortecedor, como mostra a Figura 3.1.

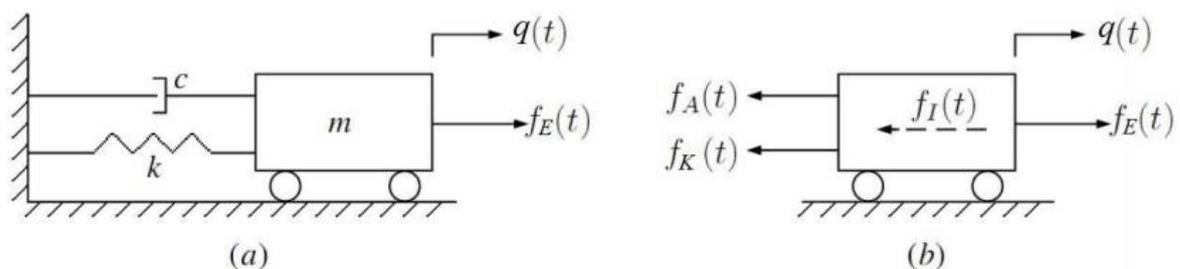


Figura 3.1 – (a) Componentes básicos 1GDL. (b) Diagrama de corpo livre [Nagahama, 2013].

### 3.1.1 Equação Diferencial de Movimento

Para a análise de sistemas dinâmicos, é necessário utilizar as equações de movimento, que são definidas por Hertz, 1894, como as expressões matemáticas para a solução de um equilíbrio dinâmico de um sistema físico.

Em geral, sendo solicitada por carregamento dinâmico, a estrutura responde em termos de deslocamento, velocidade e aceleração, dessa forma, a equação diferencial que governa um sistema foi proposta por Birkhoff, 1927, e aprimorada por Clough e Penzien, 1975, utilizando o princípio de d'Alembert, 1743, para o equilíbrio direto da equação da segunda lei de Newton, assumindo uma forma genérica, para sistemas com um número qualquer de graus de liberdade, dada pela Equação 3.1.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Z}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{Z}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{Z}(t) = \mathbf{p}(t). \quad (3.1)$$

Onde “**M**”, “**C**” e “**K**” são, respectivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura. Esse sistema, utilizando matrizes para a solução de sistema dinâmico, foi primeiramente apresentado por Wilson e Clough, 1962, onde foi utilizado um sistema matricial pra solução da equação de equilíbrio em função do tempo. A Equação 3.2 remete a soma das três forças propostas pela segunda lei de Newton.

$$\mathbf{F}(t) - \mathbf{F}_s(t) - \mathbf{F}_d(t) = m \cdot \ddot{\mathbf{Z}}(t). \quad (3.2)$$

Onde “ $\mathbf{F}_s$ ” e “ $\mathbf{F}_d$ ” são as forças aplicadas em direção oposta à força externa “ $\mathbf{F}$ ” e são correspondentes, respectivamente, a parcela de força elástica (mola) e força de amortecimento (amortecedor). Também, “ $\mathbf{Z}(t)$ ” é o vetor de deslocamento em relação ao tempo de análise e os pontos sobre eles são a diferenciação do deslocamento ao longo do tempo correspondente à aceleração e velocidade da estrutura, assim como “ $\mathbf{p}(t)$ ” é a função vetorial da carga, a energia a que a estrutura está submetida, em função do tempo. O vetor de energia, conforme apresentado por Clough e Penzien, 1975, e Miguel et al., 2016, pode ser definido pela Equação 3.3.

$$\mathbf{p}(t) = -\mathbf{MB}\ddot{\mathbf{Y}}(t). \quad (3.3)$$

Segundo Rao, 1990, esse vetor é dado por uma operação entre a matriz mássica, a aceleração excitadora e a matriz “**B**”. Uma vez que “**M**”, novamente, é a matriz de massa da estrutura, “**B**” representa uma matriz “ $r \times s$ ”, onde “ $r$ ” é composto pelos cossenos diretores dos ângulos formados entre a base da estrutura e a direção dos graus de liberdade e “ $s$ ” o número de movimentos considerados durante a análise. Por fim, “ $\ddot{\mathbf{Y}}(t)$ ” é a segunda diferenciação do

deslocamento ao longo do tempo considerado na base, a aceleração do solo, representando a excitação sísmica.

Apenas para métodos de simplificação, a matriz de amortecimento da estrutura pode ser dada por uma relação com a matriz de massa e rigidez, denominada Amortecimento de Rayleigh, proposta por Strutt, 1877, também conhecido como Lord Rayleigh, e dada pela Equação 3.4.

$$\mathbf{C} = \mu\mathbf{M} + \lambda\mathbf{K}. \quad (3.4)$$

Onde “ $\mu$ ” e “ $\lambda$ ” são constantes reais e positivas, definidas como os coeficientes de proporcionalidade das matrizes de massa e amortecimento.

### 3.1.2 Método de Newmark

Rao, 1990, define duas características principais dos métodos de integração numéricos: não solucionam a equação de movimento para quaisquer instantes de tempo “ $t$ ”, apenas para intervalos discretos definidos separados por “ $\Delta t$ ”, e, apresentam um tipo de variação definida para deslocamento, velocidade e aceleração dentro de cada intervalo de tempo dado por “ $\Delta t$ ”.

Os métodos de integração numérica podem ser divididos em dois tipos: os métodos de integração direta e indireta. Esses métodos, como apresentados por Bathe e Wilson, 1976, demonstram duas formas de solucionar o equilíbrio dinâmico. Os métodos numéricos de integração direta não utilizam nenhum tipo de transformação no sistema de equilíbrio dinâmico, ou seja, utilizando-o de forma direta, como é definido na Equação 3.1. Bathe e Wilson, 1976, mencionam a utilização de iterações para a solução desses métodos em cada um desses passos de tempo, dessa forma, a convergência do método vai depender do tipo de problema, o método escolhido e a estabilidade do mesmo. Já a obtenção de resultados precisos vai depender do valor de “ $\Delta t$ ”, ou seja, o tamanho do intervalo de tempo definido.

Dentro dos métodos numéricos estão os métodos explícitos e implícitos. Esses métodos são utilizados para solucionar sistemas dinâmicos que fogem do alcance analítico, proporcionando resultados aproximados ao analítico confiáveis e com precisão. É possível encontrar mais conteúdo sobre os diferentes métodos de integração e obter exemplos sobre a aplicação dos métodos e sua precisão e estabilidade, em trabalhos como Rao, 1990, e Bathe e Wilson, 1976. Segundo esses pesquisadores, a principal diferença entre os métodos explícitos e implícitos está clara, pois os métodos implícitos exigem maior esforço computacional e tem difícil implementação, porém, os métodos implícitos são utilizados onde um método explícito

exigiria intervalos de tempo extremamente pequenos, para que a estabilidade numérica, ou seja, a precisão do método seja satisfatória. Dessa forma, para alcançar essa almejada precisão, os métodos implícitos apresentam considerável menor tempo computacional durante a busca pelas soluções desejadas.

Esses métodos, segundo Zienkiewicz e Xie, 1991, são incondicionalmente estáveis, e isso significa que é possível atribuir diferentes valores para o intervalo de tempo, ou seja, aumentar ou diminuir os valores de " $\Delta t$ " para que a solução possa ser encontrada mais rapidamente, sendo inerente a isso o esforço computacional necessário e conseqüentemente a capacidade de processamento do computador utilizado. Já os métodos explícitos são definidos como condicionalmente estáveis.

Segundo Rossi, 2013, um método incondicionalmente estável não amplifica os erros e problemas de integração de um passo de tempo para outro, independentemente do valor de " $\Delta t$ ". Em contraponto, um método condicionalmente estável tem sua estabilidade condicionada ao incremento de tempo de integração crítico, onde acima deste valor o método se torna instável. Dessa forma, surge a definição do método de Newmark, onde a sua estabilidade independe de sua atribuição como método explícito ou implícito, e sim a partir de seus parâmetros internos de estabilidade definidos previamente.

Os métodos de integração direta explícitos utilizam os resultados da equação dinâmica no tempo " $t$ " para obter o resultado no instante " $t + \Delta t$ ". Ou seja, utiliza resultados do presente para estimar o resultado do ponto futuro. Dentro dos métodos explícitos, Humar, 2002, apresenta o método de aceleração constante e o método de diferenças finitas centrais. Já os métodos de integração direta implícitos utilizam os resultados no tempo " $t + \Delta t$ " para obter o resultando no instante " $t + \Delta t$ ". Um dos métodos implícitos mais utilizados é método de Newmark, 1959. Rao, 1990, apresenta que dentro do grupo dos métodos implícitos estão o método de Wilson-teta, um método que usa o mesmo princípio de aceleração constante, e o método de Newmark. Assim, utilizando esses métodos é possível solucionar a equação dinâmica, obtendo os valores em aceleração, velocidade e deslocamento do sistema.

É possível também visualizar graficamente a precisão desses métodos, bem como visualizar a diferença entre a utilização de métodos explícitos e implícitos, como mostrado na Figura 3.2 obtida na pesquisa de Cimellaro e Marasco, 2018.

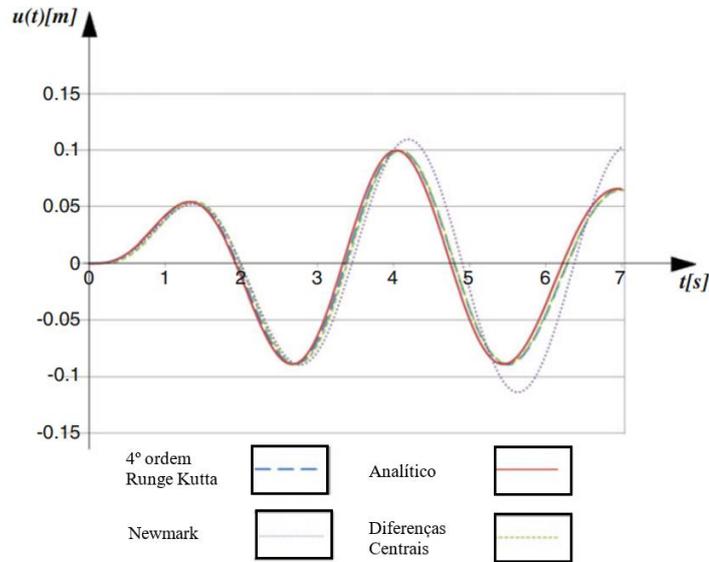


Figura 3.2 – Comparação entre métodos numéricos [Adaptado de Cimellaro e Marasco, 2018].

Entre os diferentes métodos de integração numérica tem-se o método de Newmark, 1959. O método foi proposto por Newmark, 1959, como um método implícito de integração que se baseia no fato de que a aceleração varia de forma constante entre dois instantes de tempo, a partir de constantes de participação definidas pelo mesmo, sendo elas “ $\gamma$ ” e “ $\alpha$ ” ou “ $\delta$ ” e “ $\alpha$ ” segundo Bathe e Wilson, 1976, ou ainda “ $\beta$ ” e “ $\alpha$ ” segundo Rao, 1990. Newmark, 1959, encontrou uma forma precisa e estável para a utilização dessas constantes em seu método, sendo utilizado os valores de 1/2 e 1/4, respectivamente para as constantes “ $\gamma$ ” e “ $\alpha$ ”. Segundo Bathe e Wilson, 1976, e Humar, 2002, esse método é uma extensão do método de aceleração linear, pois ao utilizar as constantes “ $\delta$ ” e “ $\alpha$ ” com os valores 1/2 e 1/6, respectivamente, tem-se o método de Wilson- $\theta$ , quando  $\theta = 1$ , ou seja, o método de aceleração constante. Segundo os pesquisadores já citados, esse método parte do pressuposto que os valores de deslocamento e velocidade em  $t = 0$  são conhecidos e, então, por meio da utilização das equações descritas anteriormente é possível determinar a resposta de um sistema com “ $n$ ” graus de liberdade submetido a uma força externa, assim calcula-se a aceleração inicial através da Equação 3.5.

$$\ddot{Z}(t_0) = \mathbf{M}^{-1} [p(t_0) - \mathbf{C}\dot{Z}(t_0) - \mathbf{K}Z(t_0)]. \quad (3.5)$$

Utilizando a equação anterior e as condições iniciais do sistema, é possível deduzir o restante das equações de Newmark, 1959, como mostrado por Rao, 1990, e Chopra, 1995, através das Equações 3.6, 3.7, 3.8 e 3.9.

$$Z(t_{j+1}) = \mathbf{D} p(t_{j+1}) + \mathbf{M} [a_0 Z(t_j) + a_1 \dot{Z}(t_j) + a_2 \ddot{Z}(t_j)] + \mathbf{C} [a_3 Z(t_j) + a_4 \dot{Z}(t_j) + a_5 \ddot{Z}(t_j)], \quad (3.6)$$

$$\mathbf{D} = a_0 \mathbf{M} + a_3 \mathbf{C} + \mathbf{K}^{-1}, \quad (3.7)$$

$$\dot{Z}(t_{j+1}) = a_3 [Z(t_{j+1}) - Z(t_j)] - a_4 \dot{Z}(t_j) - a_5 \ddot{Z}(t_j), \quad (3.8)$$

$$\ddot{Z}(t_{j+1}) = a_0 [Z(t_{j+1}) - Z(t_j)] - a_1 \dot{Z}(t_j) - a_2 \ddot{Z}(t_j). \quad (3.9)$$

Tendo como referência a Equação 3.10.

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}, a_1 = \frac{1}{\alpha \Delta t}, a_2 = \frac{1}{2\alpha} - 1, a_3 = \frac{\beta}{\alpha \Delta t}, a_4 = \frac{\beta}{\alpha} - 1, a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\beta}{\alpha} - 2 \right). \quad (3.10)$$

Onde as constantes da Equação 3.10 são definidas por Rao, 1990, e servem para reduzir o tamanho das equações, simplificando o uso das constantes de proporcionalidade de Newmark, 1959, facilitando a visualização e o cálculo de equações maiores.

### 3.2 Sismo

Segundo Rossato, 2017, a captação de sismos e seus registros são feitos através de sismógrafos, instrumento de medição que tem como base uma escala de magnitude de momento (MMS) que avalia a energia liberada por um terremoto. Segundo Williams, 2000, o registro de sismos é dado em diferentes escalas, sendo a escala Richter a mais conhecida, pois tem seus sismos registrados com magnitudes menores de terremotos que ocorrem com mais frequência. Essa escala desenvolvida por Charles Francis Richter em 1930 utiliza um sistema logarítmico para determinar a força do terremoto a partir da amplitude de vibração. Segundo Davison, 1921, para escalas maiores, é utilizado a escala de Mercalli, ou escala de intensidade modificada de Mercalli (MMI – *Modified Mercalli Intensity*), desenvolvida por Giuseppe Mercalli em 1902 e que contava com 10 graus de intensidade.

A escala de Mercalli surgiu em 1883 como uma escala de 6 graus de intensidade feita através de uma adaptação da escala utilizada na época, a escala padrão de Rossi-Forel, desenvolvida por Michele Stefano Conte de Rossi e François-Alphonse Forel e que contava com 10 graus de intensidade. Cancani, 1904, propôs então uma adição de 2 graus de liberdade no topo para as escalas já utilizadas, que contavam geralmente com 10 graus, para que seja possível compreender terremotos muito fortes. Ainda em Davison, 1921, é apresentado as adições feitas a escala de Mercalli, como a adição de 2 novos graus da escala, bem como a contribuição de Cancani para o que seria então chamado de escala de Cancani. Também, Sieberg, 1912, adicionou valores de PGA (*Peak Ground Acceleration*) para cada escala definida

e melhorou a definição de algumas intensidades, o que pode resultar em uma definição final da escala utilizada, como mostra a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Intensidade do sismo de acordo com o MMI [Adaptado de USGS, 1997].

Intensidade	Vibração
I	Imperceptível
II	Muito Fraco
III	Fraco
IV	Leve
V	Moderado
VI	Forte
VII	Muito Forte
VIII	Rigorouso
IX	Violento
X	Extremo
XI	Muito Extremo
XII	Catastrófico

### 3.2.1 Aceleração do Solo

De acordo com Datta, 2010, a aceleração do solo mais comumente encontrada pelos relatórios e dados disponíveis é a proveniente de sismos de ruído branco, ou seja, sismos que contém sinais aleatórios com a mesma intensidade para diferentes frequências, devido a sua alta incidência e facilidade de gerar um sismo artificial de ruído branco numericamente, obtendo uma aceleração do solo com um visual parecido com a Figura 3.3

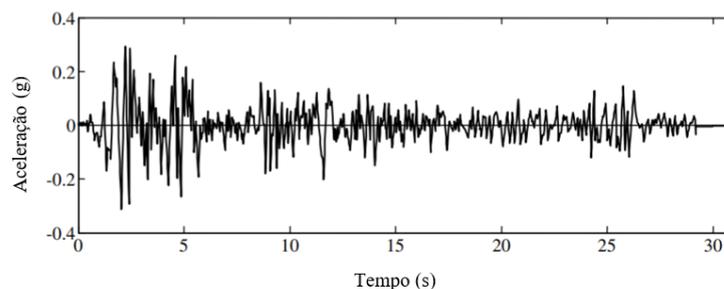


Figura 3.3 – Aceleração do solo [Adaptado de Datta, 2010].

A aceleração do solo, quando definida no domínio da frequência, é determinada através de um processo estocástico estacionário unidimensional, com uma quantidade definida de funções-amostra, sendo submetido a um processo de transformação de ruído branco Gaussiano, através do filtro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, gerando então um sinal sísmico em frequência. Portanto, para geração de um sinal sísmico aleatório, deve ser feita a utilização do filtro de Shinozuka e Jan, 1972, para a conversão desse sinal em frequência para um sinal de aceleração

do solo em função do tempo. Assim, é possível utilizar um PGA definido, para a aproximação do sismo gerado com o comportamento real do sismo no solo escolhido.

A comunidade científica compartilhou de muitos dados para que fosse possível atribuir valores de PGA, ou *Peak Ground Acceleration* (Pico ou Máxima Aceleração do Solo) segundo Lindeburg e Baradar, 2001, para cada nível de dano de uma excitação sísmica, como demonstrado por Wu et al., 2003, em sua pesquisa da relação de percepção humana dos sismos ocorridos em Taiwan e o PGA em Gal, ou Galileo, unidade de aceleração nomeada assim para Galileo Galilei mas que não é dimensão oficial do SI (*Système International d'unités* – Sistema Internacional de Unidades) segundo a NIST, 2008, sendo aproximada para  $1 \text{ Gal} = 1 \text{ cm/s}^2$ . A Tabela 3.2 demonstra os valores obtidos e os danos esperados de um sismo nessas zonas.

Tabela 3.2 – Percepção humana e danos associados ao PGA [Adaptado de Wu et al., 2003].

PGA (Gal)	Percepção Humana	Dano
<0.8	Imperceptível	Nenhum
0.8-2.5	Muito leve	Nenhum
2.5-8	Leve	Nenhum
8-25	Fraco	Nenhum
25-80	Moderado	Muito leve
80-250	Forte	Leve
250-400	Violento	Moderado
>400	Extremo	Pesado

Wu et al., 2003, realizaram a comparação da intensidade sísmica da escala de Mercalli e o PGA esperado para o sismo. Esses valores podem ser vistos na Tabela 3.3 e também comparados com a tabela anterior, que utiliza apenas 8 níveis de escala de intensidade. Supõe-se que os valores obtidos nas zonas sísmicas de Taiwan apresentem diferenças quanto à escala de Mercalli, o que ocorre devido as diferentes formas de cálculo desses valores.

Tabela 3.3 – Comparação entre PGA e MMI [Adaptado de Wu et al., 2003].

MMI	1	2-3	4	5	6	7	8	9	10
PGA (gal)	<1.7	1.7-14	14-39	39-92	92-180	180-340	340-650	650-1240	>1240

Essas propostas de aproximação da intensidade sísmica MMI para PGA partiram de Trifunac e Brady, 1975, que a partir de testes propôs uma fórmula de obtenção de valor de PGA a partir das características do sismo. Com esses dados, Wu et al., 2003, e Trifunac e Brady, 1975, assumem que é possível obter quaisquer acelerações do solo ao definir anteriormente o grau de intensidade da excitação sísmica analisada.

### 3.2.2 Geração de Excitação Sísmica

Roberts e Spanos, 1990, demonstram que em projetos de estruturas resistentes a terremotos, deve-se utilizar métodos probabilísticos que considerem a aleatoriedade do terremoto, tanto no espaço quanto no domínio de tempo que o sismo atua. Dessa forma, a excitação do sismo e a resposta dinâmica da estrutura podem ser definidas como processos estocásticos. Valencia, 2004, também apresentou evidências de que a resposta dinâmica da estrutura sob sismos pode ser projetada utilizando um método de espectro aleatório ou um histórico de acelerações.

Nesse contexto, Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, propôs uma forma mais segura de resolver o problema de obtenção do sismo para projeto, se tornando um dos métodos com grande aceitação. Esse método utiliza algumas informações do local onde será construída a edificação para definir a função densidade espectral de potência de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960. Com o espectro de potência de Kanai-Tajimi, a aceleração do solo é simulada por meio de um processo estocástico estacionário de ruído branco Gaussiano através de um filtro.

A excitação sísmica é geralmente dada pela aceleração do solo no domínio da frequência estabelecida. Assim, é possível utilizar dados existentes de relatórios e sismogramas existentes em algum local definido anteriormente, ou então gerar um sismograma artificial, através do filtro de Kanai-Tajimi, com uma função de densidade espectral de potência. Para isso é necessário definir a aceleração do solo como um processo estocástico estacionário e unidimensional, sendo filtrado de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, por um processo de ruído branco gaussiano, definido pela Equação 3.11:

$$S(\omega) = S_0 \left[ \frac{\omega_s^4 + 4\omega_s^2 \xi_s^2 \omega^2}{(\omega^2 - \omega_s^2)^2 + 4\omega_s^2 \xi_s^2 \omega^2} \right]. \quad (3.11)$$

Onde “ $\omega$ ” é a primeira frequência natural do sistema, “ $\omega_s$ ” é a frequência natural do solo e “ $\xi_s$ ” é o amortecimento do solo. Já “ $S_0$ ” é a parcela constante do sismo e é dado pela Equação 3.12.

$$S_0 = \frac{0,03\xi_s}{\pi\omega_s(4\xi_s^2 + 1)}. \quad (3.12)$$

Utilizando o conceito definido por Shinozuka e Jan, 1972, é possível resolver a Equação 3.11 para gerar um sinal de aceleração do solo no domínio da frequência definido pela rotina. Assim, essa aceleração é definida no domínio do tempo, obtendo-se um acelerograma sísmico artificial, por meio da Equação 3.13.

$$\ddot{Y}(t) = \sqrt{2} \sum_{j=1}^{N_\omega} \sqrt{S(\omega_j) \Delta\omega} \cos(\omega_j t + \phi_j). \quad (3.13)$$

Onde " $N_\omega$ " é o intervalo de frequência definido inicialmente, " $\Delta\omega$ " é o incremento de frequência e " $\phi$ " é o ângulo de fase, definido aleatoriamente, com sua distribuição entre 0 e  $2\pi$ . Ao obter o resultado da Equação 3.13, o valor deve ser normalizado de forma que fique de acordo com o pico de aceleração do solo característica da região em estudo.

### 3.2.3 Normas de Provisão Sísmica

A norma brasileira NBR 15421 [ABNT, 2006] é utilizada apenas para edificações residenciais e comerciais, com materiais usuais e métodos construtivos convencionais, não abrangendo projetos maiores e com características especiais. Já o Eurocódigo 8, 2004, apresenta regulamentos para estruturas usuais e projetos especiais, como silos, pontes, reservatórios. O *Uniform Building Code*, 1997, não conta com nenhuma restrição de estrutura a ser analisada, mas estabelece restrições sobre os tipos de estruturas para melhores resultados. Tremea, 2011, apresenta que algumas normas mais importantes consideram o terremoto como um modelo estático equivalente, mesmo em casos onde é necessária uma análise dinâmica, porém essa análise estática equivalente é um modelo um pouco distante da realidade, mesmo para os casos em que não há risco de terremotos.

A NBR 15.421 [ABNT, 2006] utiliza como aproximação para o evento sísmico um modelo estático equivalente, o que é impreciso quanto a representação rigorosa da natureza dinâmica desse tipo de evento, sendo uma análise inadequada para a complexidade de um evento sísmico, mesmo estando o Brasil em uma zona com atividade sísmica estável, com poucos eventos sísmicos relevantes. Analisando a norma brasileira em comparação com as normas internacionais, a NBR 15.421 [ABNT, 2006] define que estruturas em zonas sísmicas com aceleração do solo menores que 0,025g, onde "g" é a aceleração da gravidade em m/s<sup>2</sup>, não exige nenhum tipo de provisão e resistência sísmica, sendo desnecessário a análise dinâmica. Já o Eurocódigo 8, 2004, estabelece esse limite de definição da execução da análise dinâmica como sendo 0,05g. Por fim, o *Uniform Building Code*, 1997, não estabelece um limite de aceleração do solo como critério para dispensar a análise dinâmica da estrutura, sendo assim, a norma limita a execução da análise apenas em casos específicos onde os abalos sísmicos tenham efeitos maiores na estrutura do que as ações do vento.

### 3.3 Dispositivos para Dissipação de Energia

Preocupados com a análise dinâmica de estruturas amortecidas e formas de utilizar amortecimento externo para melhorar a estabilidade de edifícios e absorver a energia gerada pelos terremotos evitando danos estruturais, muitos pesquisadores iniciaram os estudos em dispositivos que melhorassem a dissipação de energia, ou amortecimento, de estruturas.

#### 3.3.1 Sistemas de Amortecimento

Segundo Rao, 1990, Soong e Dargush, 1997, e Takewaki, 2009, os sistemas de dissipação de energia podem atuar de 3 formas, formando 3 grandes grupos de acordo com sua forma de atuação, dados por:

*Sistemas passivos:* segundo Chaves, 2010, os sistemas passivos podem ser absorvedores de energia, como os TMD (*Tuned Mass Damper* - Amortecedores de Massa Sintonizada) ou os amortecedores de líquido sintonizado, ou TLD (*Tuned Liquid Damper*). Além disso, de acordo com Soong e Dargush, 1997, nesse grupo também se encontram amortecedores viscosos, o principal exemplo de dissipadores de energia passivos, e os amortecedores viscoelásticos.

*Sistemas ativos e semiativos:* de acordo com Soong e Dargush, 1997, os dissipadores de energia ativos necessitam de energia e controle externo para seu funcionamento, ou seja, alguns sensores analisam as respostas dinâmicas da estrutura e estimam a força necessária para controlar ou anular a excitação externa a partir de algoritmos.

*Sistemas Híbridos:* Soong e Constantinou, 1994, descrevem que esse tipo de dissipador supre as limitações de atuadores (sistema ativo) e dissipadores (sistema passivo). Dessa forma, em um sistema híbrido, o sistema ativo atua somente quando a solitação externa exceder a capacidade de dissipação de energia do controle passivo.

#### 3.3.2 Modelos de Instalação

Quanto ao modelo de instalação de amortecedores, Takewaki, 2009, apresenta três diferentes tipos de instalação. Assim, é possível visualizar na Figura 3.4 os três tipos de instalação, sendo elas a instalação do amortecedor no pavimento, um amortecedor de massa sintonizada no topo ou um sistema de isolamento de excitação na base da estrutura.

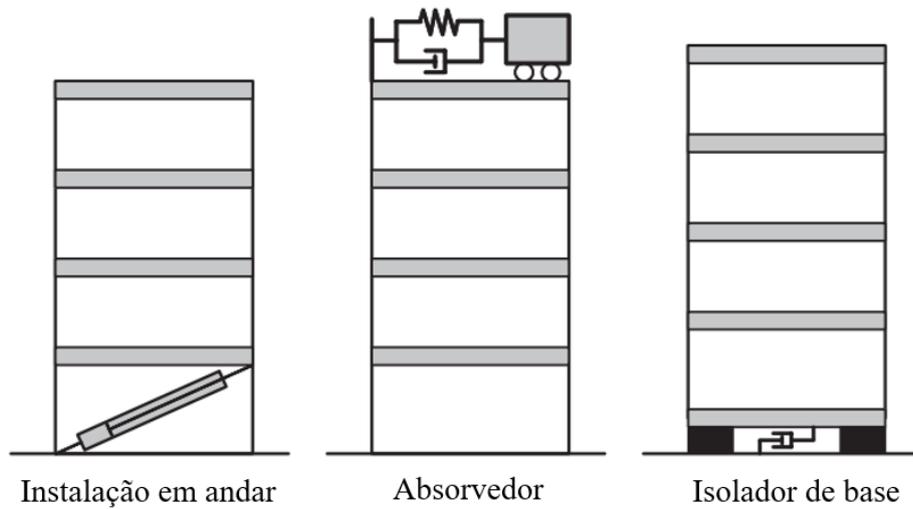


Figura 3.4 – Tipos de amortecedores segundo sua instalação [Adaptado de Takewaki, 2009].

Segundo Sigaher e Constantinou, 2003, o aumento da utilização de dispositivos de amortecimento para suplementar a dissipação de energia em edifícios fez surgir uma área de estudo para a utilização de diferentes tipos de armações e formatos dos braços de sustentação desses dispositivos. A Figura 3.5 mostra três esboços mais comuns dessas armações para a instalação desses dispositivos, utilizando como exemplo um edifício de vários andares e com instalação de um amortecedor por andar.

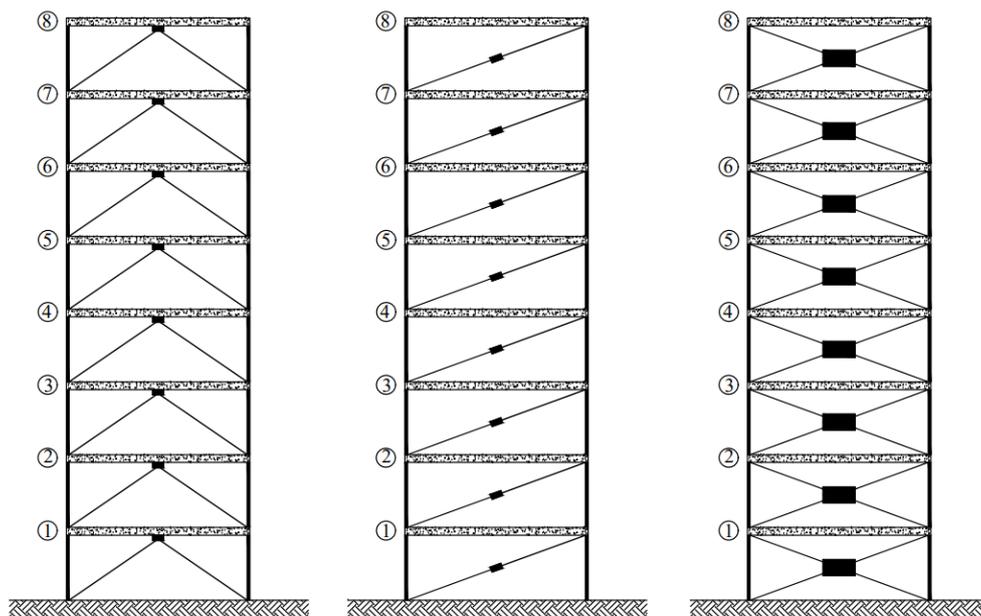


Figura 3.5 – (a) *Chevron Braces*, (b) *Diagonal Braces*, (c) *X-Braces* [Adaptado de De La Cruz et al., 2007].

### 3.3.3 Amortecedor Viscoelástico

O amortecedor viscoelástico é um amortecedor eficiente por dissipar mais energia, porém apresenta maior custo em comparação aos demais. Mahmoodi, 1969, demonstrou que esse tipo de amortecedor representa a configuração mais promissora de amortecedores para edifícios, principalmente quando utilizado para mitigação da ação de ventos. Nesse tipo de amortecedor, um material polimérico com alta capacidade de dissipação é incorporado na estrutura. Os amortecedores viscoelásticos têm sua primeira e mais conhecida utilização, como absorvedores de vibração devido ao carregamento do vento nas torres do World Trade Center na cidade de Nova York e, mais recentemente, têm sido incorporados em uma série de outros edifícios. Este sistema de amortecimento foi proposto também a partir da utilização de rolamentos com borracha como redutores da resposta sísmica por Chalhoub e Kelly, 1990.

Pérez, 2014, define os amortecedores viscoelásticos como um dos melhores dispositivos de dissipação de energia e apresenta de forma breve uma configuração simples de instalação de amortecedores viscoelásticos, comumente utilizada em estruturas, como demonstrado na Figura 3.6. Esse formato de instalação de amortecedores foi proposto por Aiken et al., 1990, e demonstrado por Soong e Dargush, 1997, como o principal modelo de instalação de amortecedores viscoelásticos, com diversos testes, tanto numérico quanto experimental, sendo um modelo bem consistente na comunidade científica.

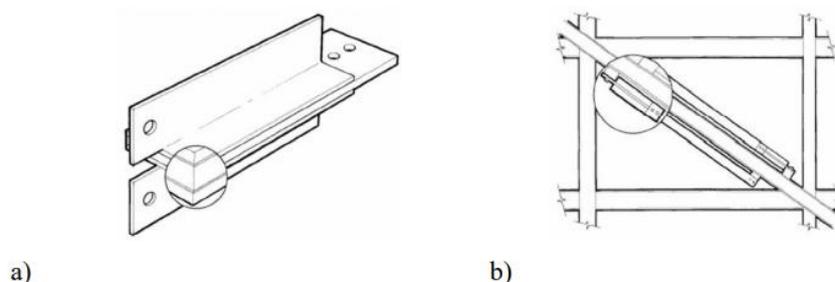


Figura 3.6 – (a) Amortecedor Viscoelástico por cisalhamento. (b) Configuração de montagem de amortecedor viscoelástico [Pérez, 2014].

Segundo Soong e Dargush, 1997, esse amortecedor utiliza materiais poliméricos ou vítreos para a dissipação de energia através do cisalhamento dessa camada. Soong e Constantinou, 1994, citam o amortecedor viscoelástico desenvolvido pela 3M Company com camadas de polímeros acrílicos colados, para redução da vibração provocada pelo vento.

Tipicamente, como apresentado por Aiken et al., 1990, esses amortecedores consistem de camadas de materiais viscoelásticos ligadas por placas metálicas, sendo modificado somente a forma de montagem no pavimento, como pode ser visto na Figura 3.7. Rai et al., 2009, também consideram essa configuração como a mais promissora para os amortecedores viscoelásticos e tem sido instalado em muitas estruturas.

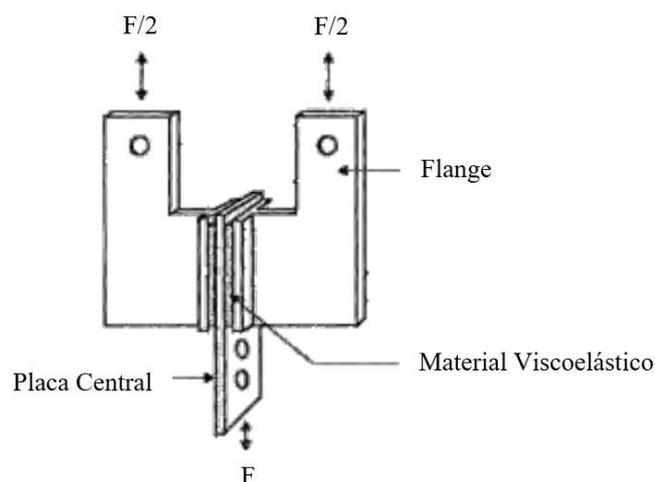


Figura 3.7 – Configuração comum de amortecedores viscoelásticos [Adaptado de Soong e Dargush, 1997].

### 3.3.4 Modelos de Análise de Amortecedores Viscoelásticos

Segundo Aseka, 2002, existem vários modelos reológicos que podem ser utilizados para a análise, dentre eles os mais conhecidos são: modelo de Kelvin, modelo de Maxwell e o modelo histerético. Chang e Singh, 2002, apresentaram um modelo de análise de amortecedores viscoelásticos utilizando modelos de derivadas fracionadas, não utilizando nenhum tipo de otimização, apenas diferentes modelos de análise dos amortecedores viscoelásticos também visto por Kun et al., 2003. Também, Xu et al., 2015, utilizaram o modelo equivalente de Kelvin e as derivadas fracionadas, adaptando para o modelo fracionado de Kelvin. Atualmente os amortecedores viscoelásticos estão sendo pesquisados para que sejam utilizados até no controle de estruturas adjacentes, como mostrado por Huang e Zhu, 2013, utilizando o modelo de Kelvin para a análise do comportamento dos amortecedores e a obtenção do posicionamento ótimo de instalação dos mesmos. Lewandowski et al., 2012, apresentaram uma comparação entre modelos de análise de amortecedores e suas vantagens e desvantagens. Ainda em sua pesquisa é citado os modelos clássicos, como sendo o modelo generalizado de Kelvin e o modelo generalizado de Maxwell.

Nesse contexto, Williams, 1964, apresenta modelos utilizados para analisar o comportamento dinâmico desses materiais, sendo eles: o modelo de Maxwell, o modelo de Wiechert e o modelo de Kelvin. Os três modelos utilizam aproximações do comportamento do material viscoelástico para um sistema massa-mola-amortecedor, cada um com suas especificidades. Shukla e Datta, 1999, apresentam também dois dos modelos de análise também citados por Williams, 1964, porém, especificamente o comportamento de amortecedores viscoelásticos, que utilizam o princípio de análise do material para avaliar o comportamento do amortecedor. Os dois modelos mais utilizados e citados na pesquisa de Shukla e Datta, 1999, são os também citados anteriormente por Aseka, 2002, podem ser vistos na Figura 3.8.

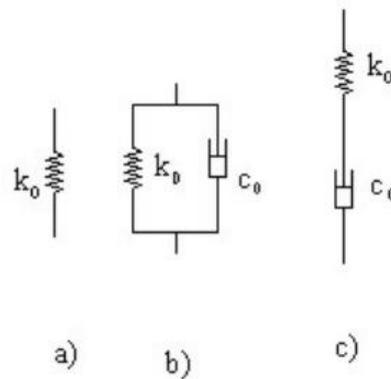


Figura 3.8 – (a) Material elástico perfeito; (b) Modelo de Kelvin; (c) Modelo de Maxwell. [Adaptado de Aseka, 2002].

O modelo de Kelvin segundo Shukla e Datta, 1999, consiste na avaliação dos amortecedores viscoelásticos como uma mola em paralelo com um amortecedor viscoso. Dessa forma, a força desenvolvida por ele é dada pela Equação 3.14.

$$f(t) = k_d \delta(t) + c_d \dot{\delta}(t). \quad (3.14)$$

Onde “ $k_d$ ” define o módulo de energia elástica, “ $c_d$ ” é o módulo de energia dissipada, ou fator de perda de energia, e “ $\delta(t)$ ” é o deslocamento de referência do sistema, bem como sua derivada (velocidade). A energia dissipada por ciclo, considerando a deformação harmônica linearmente proporcional a frequência de deformação, então obtém-se a Equação 3.15.

$$W = \delta_{\max}^2 c_d \pi \omega. \quad (3.15)$$

Um exemplo prático de instalação e a forma de visualização do amortecedor para o modelo de Kelvin é demonstrado por Takewaki, 2009, na Figura 3.9.

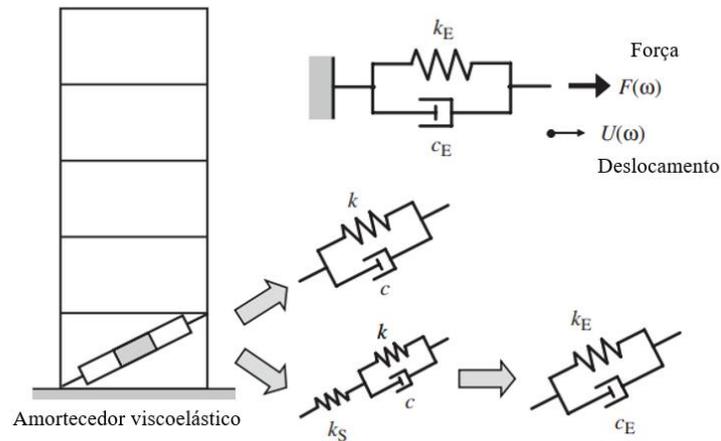


Figura 3.9 – Modelo de Amortecedor de Kelvin [Adaptado de Takewaki, 2009].

Segundo Shukla e Datta, 1999, o modelo de Maxwell consiste em uma mola linear dada por uma constante definida por “ $\alpha$ ” em série com um amortecedor viscoso linear com constante dada por “ $\tau\alpha$ ”. Esse modelo é dado pela equação diferencial exposta na Equação 3.16.

$$\dot{f}(t) + \frac{1}{\tau} f(t) = \alpha \delta(t). \tag{3.16}$$

Da mesma forma, a dissipação de energia por ciclo é dada pela Equação 3.17.

$$W = \delta_{\max} \alpha \pi \frac{\omega \tau}{1 + \omega \tau^2}. \tag{3.17}$$

Onde “ $\tau$ ” é o tempo de relaxamento. Takewaki, 2009, demonstrou a utilização desse modelo de Maxwell para a análise de amortecedores viscosos, como mostrado na Figura 3.10.

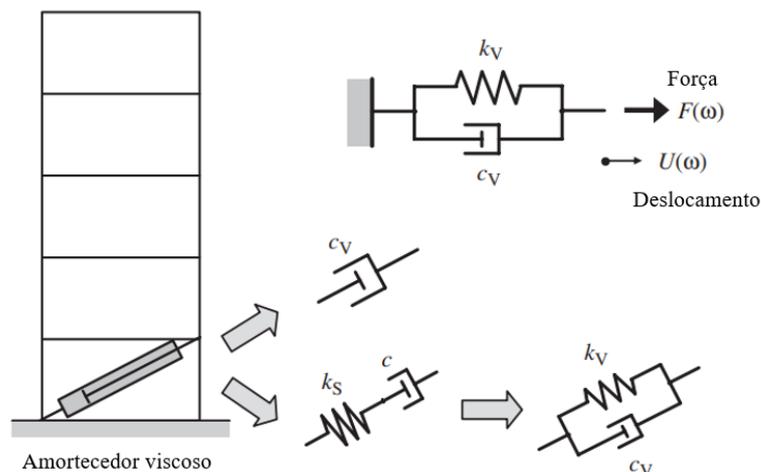


Figura 3.10 – Modelo de amortecedor de Maxwell [Adaptado de Takewaki, 2009].

Shukla e Datta, 1999, ainda apresentam uma teoria de aproximação para os três modelos de amortecedores viscoelásticos, designados como: (I) o modelo linear-histerético; (II) o modelo de Kelvin; e (III) o modelo de Maxwell. Em sua pesquisa, Shukla e Datta, 1999, necessitavam uma forma de comparação entre os modelos, assim, os parâmetros dos modelos (II) e (III) são selecionados como funções dos parâmetros do modelo (I), de forma que todos os modelos apresentem o mesmo ciclo de histerese em um ciclo de deformação harmônica de frequência “ $\omega_0$ ” [Inaudi et al, 1993]. Assim, para o modelo (II) tem-se a Equação 3.18.

$$k_d^{(II)} = k_d^{(I)}, \quad c_d^{(II)} = \frac{k_d^{(I)} \xi}{\omega_0}. \quad (3.18)$$

Segundo Shukla e Datta, 1999, e Inaudi et al., 1993, para o modelo (III) tem-se a Equação 3.19, em que “ $\omega_0$ ” é a primeira frequência natural da edificação com a instalação dos amortecedores viscoelásticos.

$$k_d^{(III)} = k_d^{(I)} \frac{1 + \tau \omega_0^2}{\tau \omega_0}, \quad \tau = \frac{1}{\xi \omega_0}. \quad (3.19)$$

Esses parâmetros equivalentes dos amortecedores viscoelásticos são definidos por Xu et al, 2004, e Xu et al., 2015, a partir das características de fabricação do material viscoelástico utilizado no sistema, assim, a partir da modelagem de Kelvin é possível obter informações quanto ao material utilizado. Ainda, esses trabalhos apresentam a modelagem da rigidez e amortecimento equivalente como demonstrado nas Equações 3.20 e 3.21.

$$k_d = \frac{n_v G_1 A_v}{h_v}. \quad (3.20)$$

$$c_d = \frac{n_v G_2 A_v}{\omega h_v}. \quad (3.21)$$

Onde “ $n_v$ ”, “ $h_v$ ” e “ $A_v$ ” são os componentes de volume de material viscoelástico, sendo eles o número de camadas de material viscoelástico presente no amortecedor, a espessura de cada camada instalada e a área de material viscoelástico utilizado, respectivamente. Esses valores são estabelecidos considerando que todas camadas tenham mesma área. Ainda, Xu et al., 2004, e Xu et al., 2015, definem que “ $G_I$ ” corresponde ao módulo de armazenamento, ou seja, a

participação elástica do material, bem como “ $G_2$ ” corresponde ao módulo de perda, que pode ser dado pela Equação 3.22.

$$G_2 = \eta G_1. \quad (3.22)$$

Sendo “ $\eta$ ” o fator de perda, ou seja, a relação entre a participação elástica e a participação viscosa do material. Dessa forma, é possível simplificar a Equação 3.21 para a Equação 3.23 que utiliza apenas a relação entre a energia armazenada e dissipada.

$$c_d = \frac{n_v \eta G_1 A_v}{\omega h_v}. \quad (3.23)$$

Onde “ $\omega$ ” é a frequência de excitação para casos onde a excitação é harmônica.

### 3.4 Otimização

Os métodos de otimização têm suas formulações clássicas apresentadas por Rao, 2009, como os desenvolvidos por Newton, Lagrange e Cauchy, que apresentaram contribuições importantes para a maximização e/ou minimização de funções, independentemente da função objetivo. Ainda segundo Rao, 2009, Newton e Leibnitz contribuíram a partir do cálculo diferencial, já Bernoulli, Euler, Lagrange e Weirstrass contribuíram a partir da fundamentação do cálculo variacional, que trabalha com a minimização de funcionais. Lagrange propôs um método de otimização de problemas restritos, bem como Cauchy fez a primeira aplicação de método de otimização irrestrito para minimização de funções. Hadley, 1982, ressalta que as técnicas clássicas para otimização existem há mais de 150 anos, porém com os avanços tecnológicos é possível resolver problemas de otimização com maior eficiência, a partir de novas técnicas derivadas das clássicas. Majid, 1974, e Kirsch, 1981, apresentam métodos de otimização clássicos e suas modelagens matemáticas, destinado ao projeto ótimo de estruturas.

Atualmente, diversos métodos modernos de otimização podem ser utilizados, ou, como definido por Rao, 2009, métodos não-tradicionais de otimização. Segundo Yang et al., 2016, esses métodos surgiram a partir de algoritmos para solução de problemas complexos de otimização na engenharia, dentre eles estão os métodos metaheurísticos, métodos que utilizam uma forma de seleção aleatória das variáveis de projeto, ou vetor de projeto.

### 3.4.1 Vetor e Variáveis de Projeto

A otimização de um problema de engenharia requer a definição de quais são os objetivos e quais serão os parâmetros utilizados para alcançar esse objetivo (definido por Rao, 1978, como variáveis de projeto). Segundo Yang et al., 2016, essas variáveis de projeto compõem o vetor de projeto e podem apresentar limites ou condições de contorno, definidos por Rao, 1978, como restrições de igualdade e desigualdade. Haftka e Gürdal, 1992, afirmam que essas variáveis compõem um grupo de parâmetros que permite uma determinada gama de alterações em seus valores para melhorar ou otimizar a estrutura, ou seja, o potencial de melhoria depende da modificação dessas variáveis. Ainda Rao, 2009, apresenta uma composição simplificada de um problema de otimização, dada pela Equação 3.24.

$$\text{encontrar } \mathbf{X} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{Bmatrix} \text{ que minimiza/maximiza } f(\mathbf{X}). \quad (3.24)$$

Essa equação pode, ou não, ser submetida a condições de contorno, como as representadas pelas Equações 3.25 e 3.26.

$$g_j(\mathbf{X}) \leq 0, \quad j = 1, 2, \dots, m. \quad (3.25)$$

$$l_j(\mathbf{X}) = 0, \quad j = 1, 2, \dots, p. \quad (3.26)$$

Rao, 2009, e Yang et al., 2016, determinam que essas condições de contorno e limitação definem se o problema de otimização é restrito ou irrestrito. Segundo Haftka e Gürdal, 1992, o vetor de variáveis são os parâmetros do problema que podem ser alterados para otimizar o sistema, por exemplo, no caso de um conjunto de amortecedores instalados numa estrutura, as variáveis podem representar parâmetros característicos do dispositivo de dissipação de energia, como a capacidade de dissipação do amortecedor e a localização do mesmo na estrutura.

### 3.4.2 Função Objetivo e Restrições

Haftka e Gürdal, 1992, demonstram que para quantificar a otimização do problema a função objetivo deve ser usada como uma medida da eficiência do projeto, e, caso seja utilizado mais do que uma função objetivo, esse problema pode ser chamado de otimização multicritério ou multiobjetivo [Rao, 2009]. Ainda segundo Haftka e Gürdal, 1992, e Rao, 2009, a utilização

de funções objetivo múltiplas apresenta muitas dificuldades e é comumente evitado para que seja possível trabalhar com mais eficiência. Em alguns casos é gerado uma função objetivo composta, para substituir as funções objetivo desejadas, como demonstrado na Equação 3.27.

$$f(\mathbf{X}) = \alpha_1 f_1(\mathbf{X}) + \alpha_2 f_2(\mathbf{X}). \quad (3.27)$$

As constantes “ $\alpha_1$ ” e “ $\alpha_2$ ” são referentes a importância relativa das funções objetivo para o sistema global. Haftka e Gürdal, 1992, ainda propõem que em alguns casos é possível optar por qual das funções objetivo tem maior importância no problema de otimização analisado, estabelecendo limites para outras funções objetivo e removendo-as do foco da otimização.

Segundo Pérez, 2014, essas funções podem apresentar restrições que são classificadas como locais ou globais. As restrições locais se referem a um ponto localizado no domínio, por exemplo, tensão e deslocamento num ponto. As restrições globais se referem à estrutura como um todo, por exemplo, volume e frequências de ressonância. Um problema da restrição local surge quando a função deve ser definida num grande número de pontos, como ocorre com a tensão mecânica, o que pode aumentar consideravelmente o número de restrições. A função objetivo tem como prioridade definir o tipo do domínio utilizado, e conhecer o sistema como um todo, sendo essencial para prever quais serão os pontos de mínimos e máximos dentro do domínio local e global. Na Figura 3.11 o mínimo local possui uma solução da função objetivo “ $f$ ” maior que o mínimo global. Isso acontece na maioria dos problemas de otimização, onde o mínimo local é utilizado como solução final, sendo um valor maior que o global.

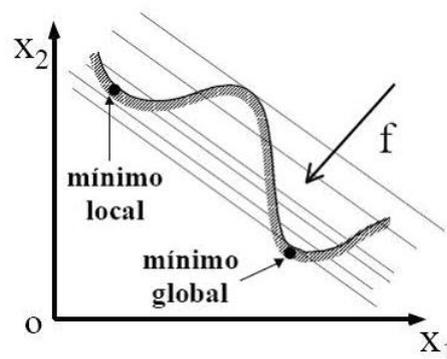


Figura 3.11 – Mínimo local e mínimo global [Silva, 2003].

### 3.4.3 Whale Optimization Algorithm (WOA)

Segundo Rao, 2009, os algoritmos de otimização podem ser divididos como métodos diretos e métodos indiretos. Dentro dos métodos diretos é possível ressaltar o uso dos

algoritmos de otimização classificados em determinísticos (utilizam os valores das funções e suas derivadas) e os heurísticos (métodos probabilísticos que usam somente a avaliação da função objetivo). Algoritmos de otimização heurísticos são caracterizados por Yang, 2010, como algoritmos baseados essencialmente no método de tentativa e erro e na intenção de percorrer todo o domínio de possibilidades para um determinado problema.

Algoritmos mais modernos, como os metaheurísticos, são usualmente considerados de um nível superior quando comparados com os algoritmos heurísticos por não serem simplesmente baseados em tentativa e erro, mas também por serem construídos de forma a aprender com as soluções anteriores, por selecionarem as melhores soluções e por possuírem mecanismos de procura sofisticados [Yang, 2010].

Segundo Yang et al., 2016, os métodos metaheurísticos tem como princípio a definição de uma seleção aleatória de variáveis de projeto a partir de decisões probabilísticas que, segundo Haftka e Gürdal, 1992, são dadas a partir do comportamento de animais ou fenômenos naturais. Esses métodos utilizam grande esforço computacional, pois consideram diversas variáveis de projeto e buscam sempre encontrar o mínimo global, portanto, é recomendável utilizar problemas discretos e o mínimo possível de variáveis.

Segundo Blum e Roli, 2003, as características mais importantes dos algoritmos metaheurísticos são: intensificação e diversificação, ou utilização e exploração de acordo com Yang et al., 2016. Diversificação significa que o algoritmo deve gerar soluções diversas, de modo a explorar o espaço de busca na escala global, enquanto intensificação significa focar a busca em uma região local, explorando a informação de uma boa solução atual encontrada na região. Ainda, Yang, 2010, ressalta que o balanço refinado entre essas duas características é o que define a eficiência de um algoritmo metaheurístico. Mirjalili e Lewis, 2016, apresentam os três grandes grupos de algoritmos metaheurísticos inspirados na natureza: baseados na evolução, baseados em física e baseados em enxame.

Os algoritmos baseados em enxames utilizam o comportamento social de animais para a solução de problemas de otimização, no qual insere-se o *Whale Optimization Algorithm* (WOA). O algoritmo de otimização de baleias (*Whale Optimization Algorithm* - WOA) é um algoritmo metaheurístico proposto por Mirjalili e Lewis, 2016, que tem seu conceito inspirado na natureza e é baseado nas manobras de caça das baleias jubarte utilizando uma rede de bolhas.

Segundo Mirjalili e Lewis, 2016, O WOA replica o comportamento social de caça das baleias jubarte, sendo mais específico o método de caça dessa espécie que é baseado no movimento da água do mar para a geração de bolhas, em um formato semelhante a uma cortina,

para que o grupo de presas em foco na caçada seja concentrado próximo a superfície, o que facilita o ataque final, otimizando a quantidade de presas ingeridas em apenas um ataque.

Segundo Mirjalili e Lewis, 2016, e Watkins e Schevill, 1979, essas baleias costumam focar em alimentação através do ataque a cardumes e apresentam um padrão de ataque que consiste em três etapas distintas: exploração e identificação de um cardume de presas, aproximação do cardume por baixo do mesmo em uma profundidade considerável e um ataque final. Watkins e Schevill, 1979, ressaltam que esse ataque visa ter a maior eficiência possível, pois após o ataque o cardume irá se dissipar, o que impossibilita um segundo ataque. Para isso, essas baleias utilizam uma técnica especial para caça, chamada por Watkins e Schevill, 1979, de método de alimentação de rede de bolhas (*bubble-net*). Esse método foi investigado através de observações superficiais por Watkins e Schevill, 1979, que constataram um movimento em formato de nove (9) como parte da rotina de alimentação das baleias durante sua aproximação às presas. Já Goldbogen et al., 2013, utilizaram sensores em formato de *tags* em diferentes tipos de baleias e foi possível analisar movimentos definidos pelos pesquisadores como um espiral para cima (*upward-spiral*) ou duplo ciclo (*double-loop*).

Esse movimento, segundo Goldbogen et al., 2013, é iniciado após o mergulho das baleias ao localizar a presa, um cardume de pequenos/médios peixes. Assim, as baleias iniciam a formação de bolhas em forma de espiral em volta da presa, enquanto se aproximam lentamente da superfície. Esse movimento fica evidente na Figura 3.12, que mostra esse comportamento alimentar peculiar, visualizado somente em baleias jubarte.

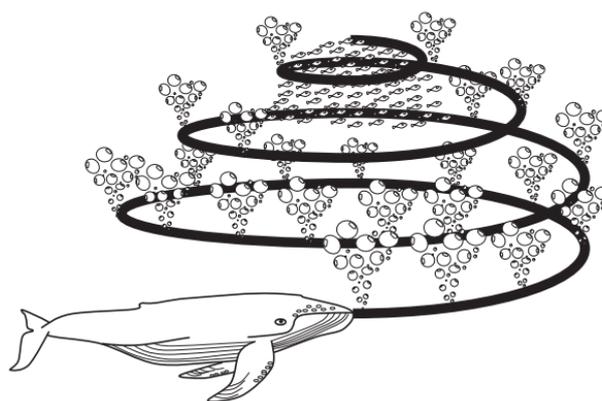


Figura 3.12 – Comportamento alimentar *bubble-net* de baleias jubarte [Mirjalili e Lewis, 2016].

A modelagem matemática proposta por Mirjalili e Lewis, 2016, parte do conceito de localização, envolvimento da presa e ataque, porém, como a posição do projeto ótimo do

algoritmo de busca não é conhecido, a modelagem assume que a solução atual da iteração do algoritmo é considerada a ótima ou próxima a ela. Assim, o agente de busca determinado pelo modelo é definido a partir da resposta da solução e então todos os outros agentes irão convergir para posições próximas ao melhor agente. Como primeiro passo do modelo, o comportamento de envolvimento da presa é dado matematicamente pelas Equações 3.28 e 3.29.

$$\vec{D} = \left| \vec{C} \cdot \vec{X}^*(t) - \vec{X}(t) \right|. \quad (3.28)$$

$$\vec{X}(t+1) = \vec{X}^*(t) - \vec{A} \cdot \vec{D}. \quad (3.29)$$

Onde “ $t$ ” define o tempo ou iteração atual. Segundo Mirjalili e Lewis, 2016, “ $\vec{X}^*$ ” é o vetor posição com a melhor solução obtida e “ $\vec{X}$ ” é o vetor de posição atual. Ainda os pesquisadores ressaltam que “ $\vec{X}^*$ ” é atualizado a cada iteração. Também, os vetores “ $\vec{A}$ ” e “ $\vec{C}$ ” são definidos pelas Equações 3.30 e 3.31:

$$\vec{A} = 2\vec{a} \cdot \vec{r} - \vec{a}. \quad (3.30)$$

$$\vec{C} = 2 \cdot \vec{r}. \quad (3.31)$$

Onde “ $\vec{a}$ ” é um vetor linear composto por valores que diminuem a partir de 2 até 0. Também, o vetor “ $\vec{r}$ ” é dado por valores aleatoriamente definidos entre 0 e 1. Ainda Mirjalili e Lewis, 2016, demonstram de forma vetorial em 3D a definição da determinação do melhor agente de busca, ou seja, em qual posição está a maior quantidade de peixes no cardume, como mostra a Figura 3.13. Isso demonstra de forma prática que a solução ótima escolhida pelo modelo matemático será a melhor solução, ou então, estará próxima a melhor solução possível.

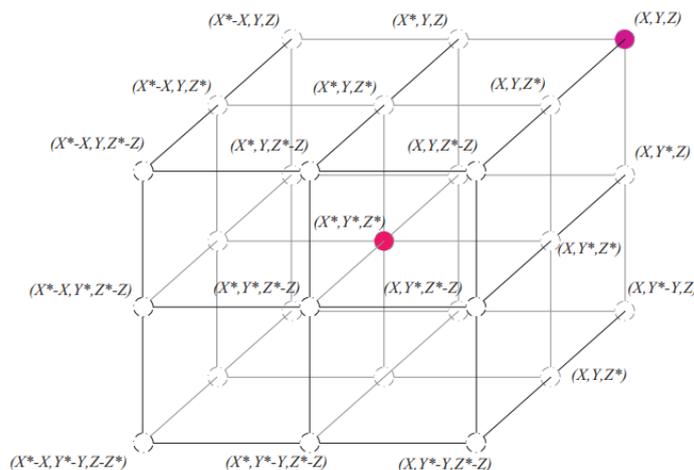


Figura 3.13 – Vetores de posição da iteração atual e os vetores de posição possíveis para a próxima busca [Mirjalili e Lewis, 2016].



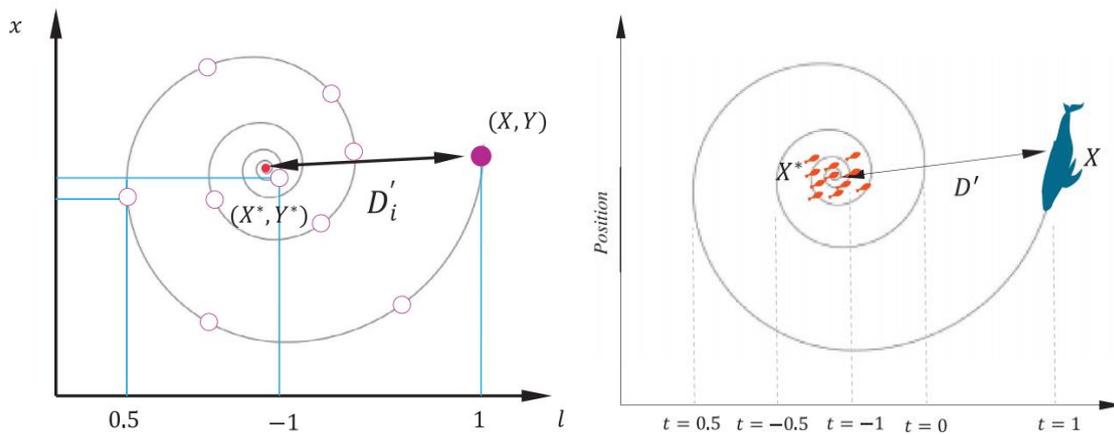


Figura 3.15 – Método de atualização da posição em formato espiral para envolvimento da presa [Mirjalili e Lewis, 2016; Mafarja e Mirjalili, 2017].

Para randomizar a escolha das duas técnicas, visto que Mirjalili e Lewis, 2016, afirmam que elas são utilizadas simultaneamente pelas baleias, foi desenvolvido um modelo matemático para caracterizar 50% de chance da seleção de cada técnica durante a otimização, esse modelo é dado pela Equação 3.34, onde “ $p$ ” é um valor aleatório entre  $[0, 1]$ .

$$\vec{X}(t+1) = \begin{cases} \vec{X}^*(t) - \vec{A} \cdot \vec{D} & \text{se } p < 0.5 \\ \vec{D}' \cdot e^{bl} \cdot \cos(2\pi l) + \vec{X}^*(t) & \text{se } p \geq 0.5 \end{cases} \quad (3.34)$$

Por fim, após as etapas de envolvimento e ataque à presa, Mirjalili e Lewis, 2016, determinam que as baleias iniciam o processo de exploração (*exploration*) para encontrar novas presas. Ainda, segundo os pesquisadores, as baleias jubarte não utilizam nenhum método de busca específico, selecionando aleatoriamente de acordo com a posição atual delas. Ou seja, considerando o modelo matemático desenvolvido pelos pesquisadores, ele utiliza o mesmo conceito do envolvimento de presas, porém de forma global para a busca de novas presas, e que pode ser dado pelas Equações 3.35 e 3.36.

$$\vec{D} = |\vec{C} \cdot \vec{X}_{rand} - \vec{X}|. \quad (3.35)$$

$$\vec{X}(t+1) = \vec{X}_{rand} - \vec{A} \cdot \vec{D}. \quad (3.36)$$

Diferentemente do envolvimento de presas que utiliza a redução do vetor “ $\vec{A}$ ” para a obtenção da solução ótima local, a busca de novas presas utiliza valores de “ $\vec{A} > 1$ ” ou “ $\vec{A} < -1$ ” para que seja possível buscar novas presas em formato global e se afastar do local onde matematicamente já foi atacado um cardume. A Figura 3.16 demonstra de forma simples o mecanismo de exploração.



### 3.4.4 Otimização de Amortecedores

Pérez, 2018, apresenta a importância da determinação de critérios de performance, ou seja, valores que possam quantificar de forma eficaz a otimização dos parâmetros dos amortecedores, como seu posicionamento e as forças que contribuem para a estrutura. Assim, é possível definir a função objetivo para a otimização, bem como verificar quais parâmetros são mais importantes para a contribuição do amortecedor. Aydin et al., 2007, estabelecem, assim como Pérez, 2018, o deslocamento relativo entre os pavimentos da estrutura, o *inter-story drift*, como um coeficiente de performance para avaliação da efetividade e do amortecimento adicionado pelos dispositivos na estrutura. Nesse sentido, é usual a utilização de três parâmetros para a otimização de amortecedores: posicionamento, força e critério de performance. A otimização de estruturas pode ser resumida brevemente através da Figura 3.18.

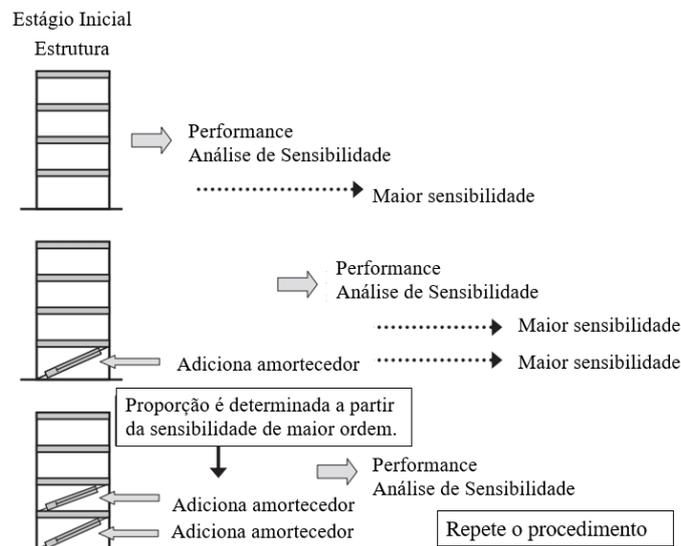


Figura 3.18 – Otimização de amortecedores em estruturas [Adaptado de Takewaki, 2009].

Visualiza-se através da Figura 3.18 que os métodos de otimização fazem uma análise de performance das respostas da estrutura, de acordo com os critérios estabelecidos, e então determinam a instalação de amortecedores em algum posicionamento específico, obtido através de algum método de análise. Com isso, repete-se a análise dinâmica da estrutura, novamente investigando os resultados da estrutura quanto aos critérios de performance e então pode ser definido que será instalado mais amortecedores ou se foi estabelecido um critério de parada. Também, pode ser feito a comparação dos resultados da estrutura amortecida com a estrutura sem amortecimento, para determinar através de valores a quantidade de amortecimento instalado. Caso a performance não tenha sido melhorada, ou seja, as respostas do sistema ainda estejam altas, pode ser instalado mais um amortecedor, ou, ainda, alterado os parâmetros do

amortecedor já instalado. Esses passos são basicamente o que definem os métodos de otimização utilizados atualmente, que utilizam técnicas diferentes, mas um objetivo em comum.

Segundo Pérez, 2014, a otimização de amortecedores consiste em uma função objetivo a ser minimizada, que consiste geralmente dos parâmetros de participação do amortecedor e seu posicionamento, que, como já apresentado, compõem um conjunto de variáveis de projeto discreto e variáveis de projeto contínuas. Outro fator importante para a otimização é a definição das restrições do problema de otimização, que, no caso de amortecedores são o número de posições permitidas e um número máximo de amortecedores a serem instalados. Também, segundo Pérez, 2014, é necessário definir os limites permitidos para a participação dos amortecedores para que os algoritmos de otimização tenham condições de contorno para a busca de valores ótimos para a solução do problema, que pode ser dada pela Equação 3.37.

$$\limite_{inferior} \leq K_d \leq \limite_{superior}. \quad (3.37)$$

Onde “ $K_d$ ” é a participação elástica do amortecedor viscoelástico. Também, é necessário definir as posições dos amortecedores na estrutura, que pode, segundo Pérez, 2014, ser demonstrado através de um vetor posição composto pelo número de posições disponíveis para instalação dos amortecedores, muitas vezes correspondendo ao número de pavimentos da estrutura, e valores definidos por 0 e 1.

Para o estabelecimento das forças iniciais de atuação dos amortecedores, ou seja, estabelecer um limite de otimização condizente com a estrutura analisada, Shukla e Datta, 1999, apresentam um modelo para definir o módulo de armazenamento de energia pela parte elástica dos modelos de aproximação para o material viscoelástico. Essa aproximação utiliza um fator chamado PF, que relaciona a rigidez da estrutura com a rigidez dos amortecedores viscoelásticos e o número de amortecedores instalados conforme a Equação 3.38.

$$PF = \frac{\sum_{i=1}^N k_e}{N_e k_d}. \quad (3.38)$$

Essa aproximação permite estimar uma rigidez inicial da parte elástica do material viscoelástico para que seja possível utilizar valores aos parâmetros do amortecedor próximos para a otimização. Shukla e Datta, 1999, testaram essa aproximação, obtendo uma redução aproximada de 50% para o deslocamento máximo, tanto em frequência de banda larga ou banda

curta, utilizando um PF de 4, sendo que para reduções de *drift* e aceleração, um PF de 4 pode ser mantido para excitações de banda curta enquanto que para banda larga é necessário  $PF = 7$ .

### 3.4.5 Critério de Performance

Ao se analisar uma estrutura, é necessário definir parâmetros que representem de forma quantitativa a resposta dinâmica da mesma, considerando os objetivos de performance a serem atingidos. Segundo Rastegarian e Sharifi, 2018, o *inter-story drift* é um dos conceitos estruturais mais bem aceitos pelos engenheiros para essa análise, devido a sua facilidade de cálculo e fácil interpretação do resultado. A FEMA-273, 1997, é uma das primeiras normas que estabelece o *inter-story drift* como parâmetro de performance. Essa norma, juntamente com a FEMA-356, 2000, estabeleceu fórmulas práticas e coeficientes para relacionar o *inter-story drift* com critérios máximos e mínimos de segurança e desempenho, permitindo definir essa dimensão como um valor importante para identificação de alterações estruturais frente a sismos e ventos.

É possível definir o *inter-story drift* como a diferença do deslocamento entre dois andares próximos, ou seja, o deslocamento relativo entre pavimentos vizinhos. A NBR 15421 [ABNT, 2006] menciona essa dimensão como o deslocamento relativo de um pavimento e refere-se ao tipo de estrutura a ser analisado. Caso as estruturas sejam divididas em partes, deve ser considerado o deslocamento absoluto. A Figura 3.19 mostra um exemplo do *inter-story drift* e como é obtido o seu valor.

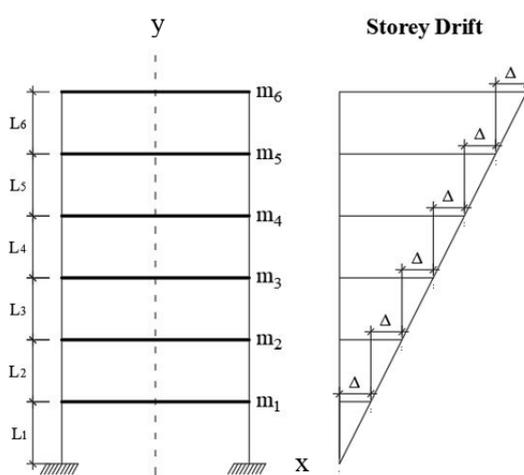


Figura 3.19 – Exemplo de *Inter-Story Drift*.

A NBR 15421 [ABNT, 2006] fixa os requisitos exigíveis para a verificação da segurança das estruturas sujeitas às ações dinâmicas provenientes de sismos. A norma especifica os requisitos de projeto de estruturas civis, visando à preservação de vidas, redução nos danos em

edificações e manutenção da operacionalidade de edificações críticas, durante e após um evento sísmico. A norma indica que o sistema estrutural sismo-resistente deve ser sempre contínuo. Caso as estruturas sejam divididas em partes, separadas por juntas de construção, estas devem apresentar entre si distâncias que permitam que não haja contato entre elas para os deslocamentos absolutos  $\delta_x$  nas elevações. Deve-se verificar se os deslocamentos absolutos avaliados na estrutura principal podem implicar danos ou risco de perda de estabilidade para os elementos estruturais ou não estruturais a eles eventualmente fixados. Os deslocamentos relativos, que segundo a NBR 15421 [ABNT, 2006] são a diferença entre os deslocamentos horizontais nas elevações correspondentes ao topo e ao piso do pavimento, limitam-se aos valores máximos definidos na Tabela 3.4. A variável “ $h_{sx}$ ” é a distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento em questão. As categorias de utilização constam na Figura 3.20.

Tabela 3.4 – Limitação para deslocamentos relativos [ABNT, 2006].

Deslocamento relativo (m)	Categoria
$0,020h_{sx}$	I
$0,015h_{sx}$	II
$0,010h_{sx}$	III

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator /
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III	1,0
II	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas às seguintes: <ul style="list-style-type: none"> <li>– Estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área</li> <li>– Estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes</li> <li>– Estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 ocupantes</li> <li>– Estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos com mais de 500 ocupantes</li> <li>– Instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias</li> <li>– Instituições penitenciárias</li> <li>– Quaisquer outras estruturas com mais de 5 000 ocupantes</li> <li>– Instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de categoria III</li> <li>– Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III</li> </ul>	1,25
III	Estruturas definidas como essenciais, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes: <ul style="list-style-type: none"> <li>– Instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias</li> <li>– Prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência</li> <li>– Centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta em emergência</li> <li>– Instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III</li> <li>– Torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência</li> <li>– Estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo.</li> <li>– Estruturas com funções críticas para a Defesa Nacional</li> <li>– Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas como altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal.</li> </ul>	1,50

Figura 3.20 – Categorias de acordo com a importância de utilização [ABNT, 2006].

## 4 METODOLOGIA

A presente dissertação propõe um método para a otimização do posicionamento e parâmetros de amortecedores viscoelásticos em estruturas utilizando uma rotina computacional desenvolvida pelo autor e a incorporação do *Whale Optimization Algorithm* (WOA). A metodologia global proposta neste trabalho pode ser resumida através da Figura 4.1, a qual será detalhada nos itens subsequentes.

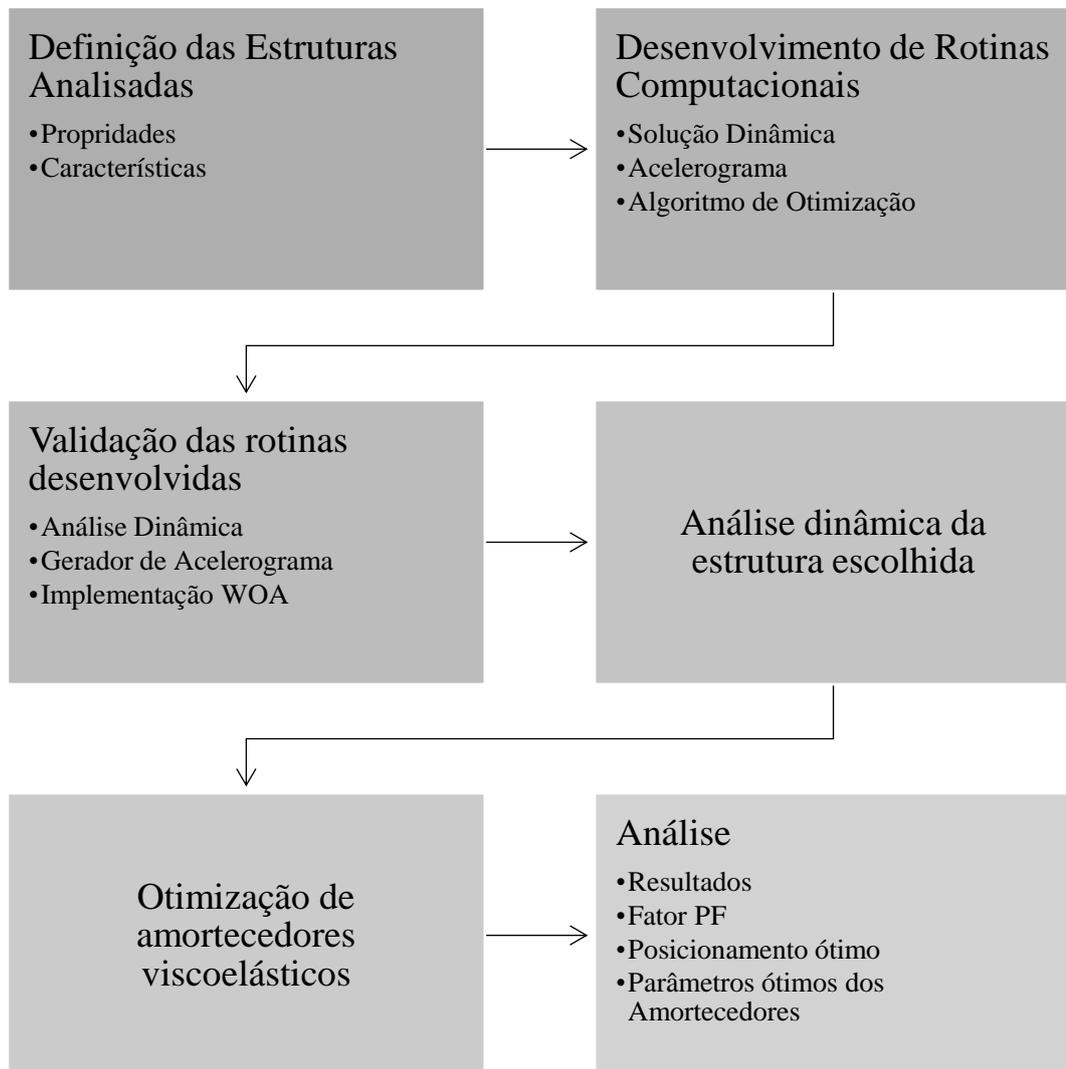


Figura 4.1 – Fluxograma da Metodologia de Pesquisa.

Primeiramente, definiu-se a estrutura padrão a ser estudada e a forma de análise, tendo como base os trabalhos disponíveis na literatura. Assim, buscou-se selecionar estruturas

semelhantes à escolhida para análise dinâmica e que disponibilizassem dados suficientes para reprodução dos resultados.

Após definir as estruturas, iniciou-se o desenvolvimento de códigos para a pesquisa através do software MATLAB®, iniciando com uma rotina computacional para determinação de características básicas das estruturas, montando as matrizes de massa e rigidez e obtendo resultados como as frequências naturais da estrutura e seus correspondentes modos de vibração. Também foi desenvolvida uma rotina computacional para a geração de um acelerograma artificial que corresponde a um sismo aleatório gerado para excitar externamente a estrutura para a análise dinâmica da mesma. Para a geração do sinal sísmico utilizou-se o filtro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, transformado em uma aceleração de solo através de Shinozuka e Jan, 1972.

Em seguida, essa excitação foi aplicada à base de diferentes modelos de *shear building* para analisar suas respostas dinâmicas. Assim, desenvolveu-se um código para a solução da equação dinâmica do sistema através do método de Newmark, 1959, incluindo rigidez e amortecimento da estrutura e o sismo gerado aleatoriamente pela rotina desenvolvida no passo anterior. Essa rotina foi utilizada para avaliar dados referentes as pesquisas existentes visando a validação, além dos parâmetros escolhidos para a estrutura a ser otimizada definida pelo autor.

A partir dessa rotina de análise dinâmica foi possível iniciar as validações dos códigos gerados. Dessa forma foi validado a codificação do método de Newmark, 1959, a partir de uma análise de um sistema massa-mola-amortecedor e a comparação com o método analítico e o método de diferenças finitas. Para a validação do sismo gerado artificialmente, foi feito a comparação dos resultados da análise dinâmica da estrutura proposta por Mohebbi et al., 2012, verificando a estabilidade da rotina de geração.

Após a validação realizou-se a aplicação de amortecedores viscoelásticos na estrutura usando o modelo de Kelvin para analisar a influência da energia armazenada e dissipada pelo amortecedor, bem como a redução do *drift* máximo na estrutura. Para a validação da implementação dos amortecedores viscoelásticos, utilizou-se a pesquisa de Shukla e Datta, 1999, e a sua relação entre os valores de resposta amortecidos e não-amortecidos.

Por fim, implementou-se o WOA proposto por Mirjalili e Lewis, 2016, para otimizar o posicionamento e os parâmetros dos amortecedores instalados. A integração do algoritmo foi feita a partir da inclusão de uma rotina já desenvolvida pelos pesquisadores e disponível para utilização em MATLAB®. Como critério de performance da otimização dos amortecedores,

foi optado por avaliar o deslocamento relativo entre pavimentos, o *inter-story drift*, buscando adequar a estrutura perante a norma NBR 15421, 2006.

#### 4.1 Determinação das Estruturas Analisadas

Com base nos dados disponíveis na literatura foram definidas as estruturas para utilização nessa pesquisa. A estrutura original definida para a análise dinâmica, aplicação dos amortecedores e realização da otimização desses dispositivos é um *shear building* de 8 andares conforme ilustrado na Figura 4.2. Essa estrutura foi definida de forma semelhante à adotada por Miguel et al., 2016, mantendo uma equivalência de proporcionalidade, optando por uma estrutura com pavimentos com altura de 3 m e largura (distância entre pilares) de 4 m.

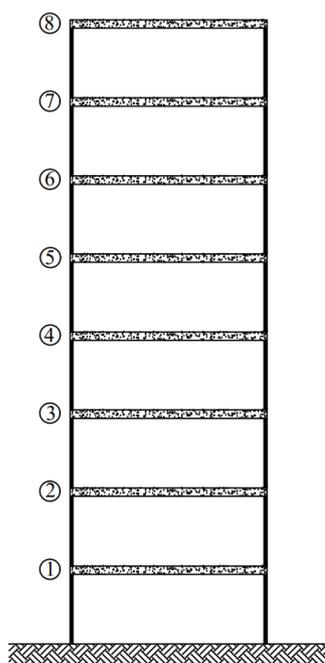


Figura 4.2 – Estrutura *Shear Building* de 8 andares definida pelo autor.

Também foram definidas as estruturas utilizadas para comparação e validação das rotinas computacionais, sendo essas um *shear building* de 10 andares semelhante ao utilizado na pesquisa de Mohebbi et al., 2012, e um *shear building* de 20 andares conforme a pesquisa de Shukla e Datta, 1999.

A Figura 4.3 apresenta a estrutura de 10 andares utilizada por Mohebbi et al., 2012, para a instalação e otimização de amortecedores de massa sintonizada. Esse *shear building* foi

escolhido para avaliar a precisão da rotina computacional desenvolvida no presente trabalho quanto a geração de sismos aleatórios, comparando os sismos gerados com os sismos obtidos por Mohebbi et al., 2012, analisando também a resposta dinâmica da estrutura frente a excitação.

Nesse caso, pela utilização de MTMD's não é necessário a especificação da altura e largura do pavimento, pois o mesmo não depende dessas dimensões para a análise dinâmica. Dessa forma, a pesquisa de Mohebbi et al., 2012, apresenta os dados da estrutura, rigidez e massa, bem como o amortecimento inerente a estrutura, não sendo necessário as dimensões dos pilares e vigas para o cálculo da massa e rigidez a partir das características dos materiais.

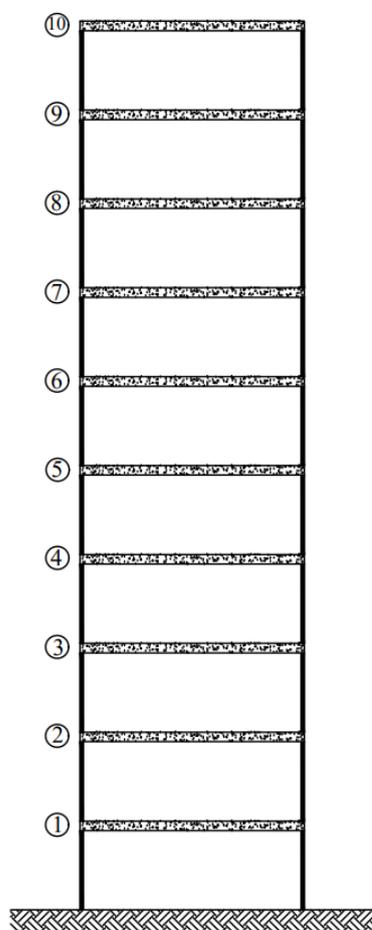


Figura 4.3 – Estrutura Shear Building de 10 andares [Adaptado de Mohebbi et al., 2012].

Já o *shear building* utilizado por Shukla e Datta, 1999, pode ser visto na Figura 4.4, o qual apresenta 20 andares, onde as suas propriedades serão dadas em rigidez, massa e amortecimento no próximo item. Esse edifício foi escolhido para a validação da precisão dos resultados da análise dinâmica contando com a instalação de amortecedores viscoelásticos, a

partir da razão entre respostas amortecidas/não-amortecidas. Nessa estrutura, a altura de cada pilar é 3,6 m e a largura do pavimento é de 6 m. Vale ressaltar que essas dimensões não influem na determinação das propriedades, nem no processo de implementação dos amortecedores na estrutura, pois não será considerada a resistência dos braços de suporte dos amortecedores.

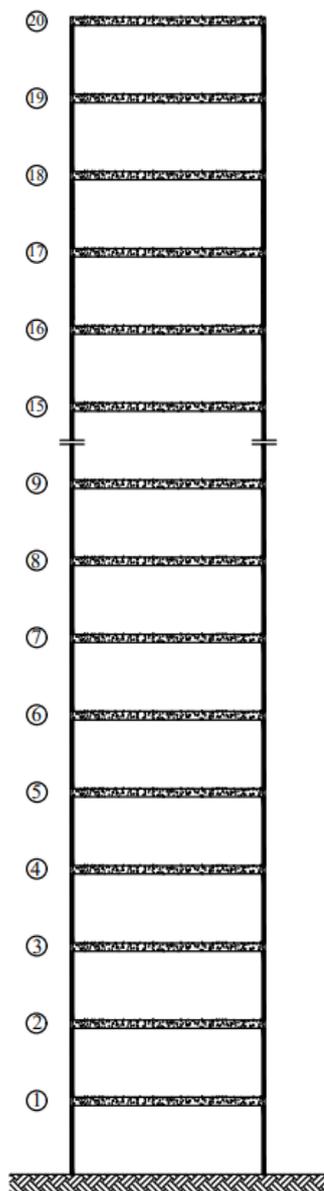


Figura 4.4 – Estrutura Shear Building de 20 andares [Adaptado de Shukla e Datta, 1999].

## 4.2 Propriedades das Estruturas

Esse item apresenta as propriedades principais das estruturas previamente apresentadas, incluindo massa, rigidez e amortecimento. Essas propriedades foram obtidas através das

informações disponíveis na literatura das estruturas utilizadas para validação. É importante ressaltar que a disponibilidade de tais informações nos artigos consultados foi uma das condições para a escolha das estruturas a serem utilizadas na validação, visto que são informações relevantes para realização da reprodução das estruturas e conferência dos resultados frente aos códigos desenvolvidos.

Dessa forma, as propriedades para todos os andares do *shear building* de 10 andares proposto por Mohebbi et al., 2012, estão expostas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Propriedades da estrutura de 10 andares [Mohebbi et al., 2012].

<b>m</b> (massa do pavimento)	<b>k</b> (rigidez equivalente do pavimento)	<b>c</b> (amortecimento inerente ao material do pavimento)
360.000 kg	650.000 kN/m	6.200 kNs/m

Por sua vez, a estrutura de Shukla e Datta, 1999, é composta por pavimentos com valores diferentes para massa e rigidez, conforme descrito na Tabela 4.2. O amortecimento dessa estrutura é dado a partir do amortecimento de Strutt, 1877, sendo adotado um amortecimento de 2% para todos os modos.

Tabela 4.2 – Propriedades da estrutura de 20 andares [Shukla e Datta, 1999].

<b>Andares</b>	<b>m</b> (massa do pavimento)	<b>k</b> (rigidez equivalente do pavimento)
1-5	300.000 kg	400.000 kN/m
6-10	250.000 kg	300.000 kN/m
11-15	175.000 kg	200.000 kN/m
16-20	100.000 kg	100.000 kN/m

Já para a estrutura de 8 andares do presente trabalho foram adotados dois diferentes conjuntos de propriedades (1 e 2), chamando de estrutura 1 e estrutura 2. A estrutura 1 possui uma relação rigidez/massa menor do que a estrutura 2, que manteve o padrão seguido por Mohebbi et al., 2012, Shukla e Datta, 1999, e Miguel et al., 2016. As propriedades de massa, rigidez e constante de amortecimento para todos os andares do edifício de 8 pavimentos, considerando as estruturas 1 e 2, são apresentadas na Tabela 4.3.

Sendo assim, a primeira variação apresenta valores iguais de massa e rigidez para todos os pavimentos conforme a Tabela 4.3. Já na segunda variação optou-se por aumentar o valor das propriedades conforme descrito na Tabela 4.3, visando-se analisar o comportamento da estrutura com um aumento na rigidez da estrutura.

Tabela 4.3 – Propriedades das estruturas 1 e 2 do edifício de 8 andares.

Estrutura	$m$ (massa do pavimento)	$k$ (rigidez equivalente do pavimento)	$c$ (constante de amortecimento equivalente do pavimento)
1	130.000 kg	80.000 kN/m	10 kNs/m
2	280.000 kg	400.000 kN/m	2.800 kNs/m

### 4.3 Código para Solução Dinâmica

Inicialmente, utilizando o MATLAB®, foi desenvolvida uma rotina computacional para a montagem das matrizes de massa e rigidez da estrutura. Essas matrizes são utilizadas para a análise modal e obtenção dos parâmetros naturais da estrutura, como frequência natural e os modos de vibração, pois essas informações são importantes e essenciais para os próximos passos. As frequências naturais e modos de vibração são obtidos resolvendo o problema de autovalores e autovetores. A Figura 4.5 apresenta o modelo de *shear building* adotado e os seus respectivos graus de liberdade.

Após a definição da rotina de determinação das características dinâmicas da estrutura a partir de vibração livre, é possível fazer a integração dessas informações com o código de solução dinâmica, desenvolvido utilizando o método de integração de Newmark, 1959.

Cada uma das estruturas estudadas foi submetida a diferentes excitações sísmicas, com as propriedades dadas na Tabela 4.4.

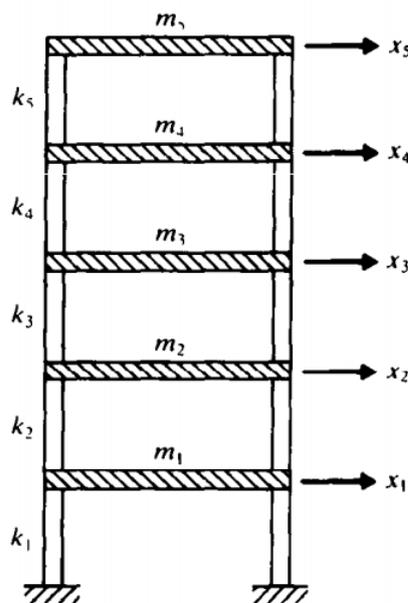
Figura 4.5 – Modelo de *shear building* adotado [Rao, 1990].

Tabela 4.4 – Propriedades das excitações de cada uma das estruturas.

Parâmetros da Excitação					
Modelo	Andares	Intervalo de Tempo ( $\Delta t$ )	Tempo Total	Intervalo de Frequência ( $\Delta f$ )	Frequência Máxima
Mohebbi et al. (2012)	10	0,01s	50s	0,01Hz	25Hz
Shukla e Datta (1999)	20	0,01s	50s	0,01Hz	13Hz
Proposto	8	0,01s	50s	0,01Hz	25Hz

Em relação aos valores adotados para a estrutura proposta nesta pesquisa, manteve-se o intervalo de frequência de 0,01 Hz e o intervalo de tempo de 0,01 s conforme as demais estruturas visando-se obter uma precisão considerável sem comprometer a eficácia computacional do sistema, pois quanto maior for o intervalo de tempo das iterações do método utilizado, maior será o número de iterações, portanto, mais esforço computacional. Já o tempo total de análise de 50 s foi escolhido arbitrariamente, buscando analisar uma excitação semelhante as utilizadas na validação, o que equivale à intensidade do sismo escolhido, pois esses valores apenas influenciam a faixa de atuação da excitação e o período de análise. Já para a frequência máxima, adotou-se um valor de 25 Hz para a estrutura proposta, semelhante ao estabelecido por Mohebbi et al., 2012.

#### 4.4 Código para Geração de Acelerograma Artificial

Utilizando os dados anteriores referentes aos parâmetros da excitação (Tabela 4.4) foram gerados os sismos artificiais através de uma rotina computacional utilizando o filtro gaussiano de ruído branco proposto por Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, e convertendo o sinal do domínio de frequência para o domínio de tempo através do conversor proposto por Shinozuka e Jan, 1972. Optou-se pela utilização dessa metodologia por ser um método reconhecido, consolidado e amplamente utilizado na literatura, como por exemplo nos trabalhos de Miguel et al., 2016, e Mohebbi et al., 2012, pesquisas referência na elaboração do presente trabalho. Dessa forma, as formulações utilizadas para geração do acelerograma artificial seguiram o descrito no item 3.2.2.

Para isso, também foi necessário utilizar dados referentes ao solo, como previamente detalhado no referencial teórico. Entretanto, cada estrutura analisada está localizada em um solo específico e o código desenvolvido contemplou a inserção dessas configurações, seguindo o apresentado na Tabela 4.5 para o edifício de 10 andares e na Tabela 4.6 para o edifício proposta na presente pesquisa.

Tabela 4.5 – Propriedades do solo para o edifício de 10 andares [Mohebbi et al., 2012].

<b>Propriedade</b>	<b>Grandeza</b>
Frequência do Solo ( $\omega_s$ )	37,3 rad/s
Amortecimento do Solo ( $\zeta_s$ )	0,3
<i>Peak Ground Acceleration</i> (PGA)	0,475g

Tabela 4.6 – Propriedades do solo para o edifício de 8 andares.

<b>Propriedade</b>	<b>Grandeza</b>
Frequência do Solo ( $\omega_s$ )	28 rad/s
Amortecimento do Solo ( $\zeta_s$ )	0,4
<i>Peak Ground Acceleration</i> (PGA)	0,4g

A determinação das propriedades do solo da estrutura proposta foi realizada a partir de referências como Miguel et al., 2016, e Mohebbi et al., 2012. Dessa forma, escolheram-se valores intermediários aos adotados por esses autores para frequência do solo = 28 rad/s (entre 20 e 37,3 respectivamente) e para o amortecimento do solo = 0,4 (entre 0,5 e 0,3 respectivamente). Já para a determinação do PGA foi definido um sismo de intensidade VIII no MMI, que de acordo com a Tabela 3.1 equivale à um sismo de intensidade rigorosa, que também tem como característica o maior tempo de atuação do que sismos mais fracos. De acordo com a Tabela 3.3 essa intensidade sísmica corresponde à um PGA entre 350-640Gal, que, convertendo para aceleração da gravidade, seriam entre 0.350-0.640g. Assim, optou-se por se afastar um pouco do limite inferior e foi utilizado como referência Marano et al., 2007, para a determinação exata de 0,4g para o PGA do solo analisado na estrutura proposta, pois segundo os pesquisadores esse valor estimula a instalação de amortecedores nos andares superiores da estrutura, não somente adicionando amortecedores nos andares mais baixos, o que já foi provado em diversas pesquisas nessa área.

Com esses valores foi possível utilizar a rotina computacional para geração do sismo artificial e armazenar as componentes do sismo para utilização na rotina de solução dinâmica. Para a análise da estrutura de Shukla e Datta, 1999, adotaram-se propriedades ilustrativas para o solo visando a obtenção de um espectro de potência semelhante ao utilizado pelos autores, visto que os mesmos não utilizaram em sua pesquisa o filtro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960.

#### 4.5 Implementação dos Amortecedores

Os amortecedores foram instalados em duas estruturas, sendo elas a estrutura de 20 andares proposta por Shukla e Datta, 1999, e a estrutura escolhida pelo autor para otimização que é composta por 8 andares. Vale ressaltar que a estrutura definida pelo autor para a otimização de amortecedores viscoelásticos não apresenta um modelo de implementação, sendo o mesmo definido apenas após a otimização da estrutura. Já o posicionamento de implementação dos amortecedores proposto por Shukla e Datta, 1999, é mostrado na Figura 4.6 através de 4 modelos de implementação dos amortecedores, os quais foram analisados a partir do RMS (valor da raiz quadrada média dos valores de *inter-story drift*, aceleração e deslocamento) de cada resposta.

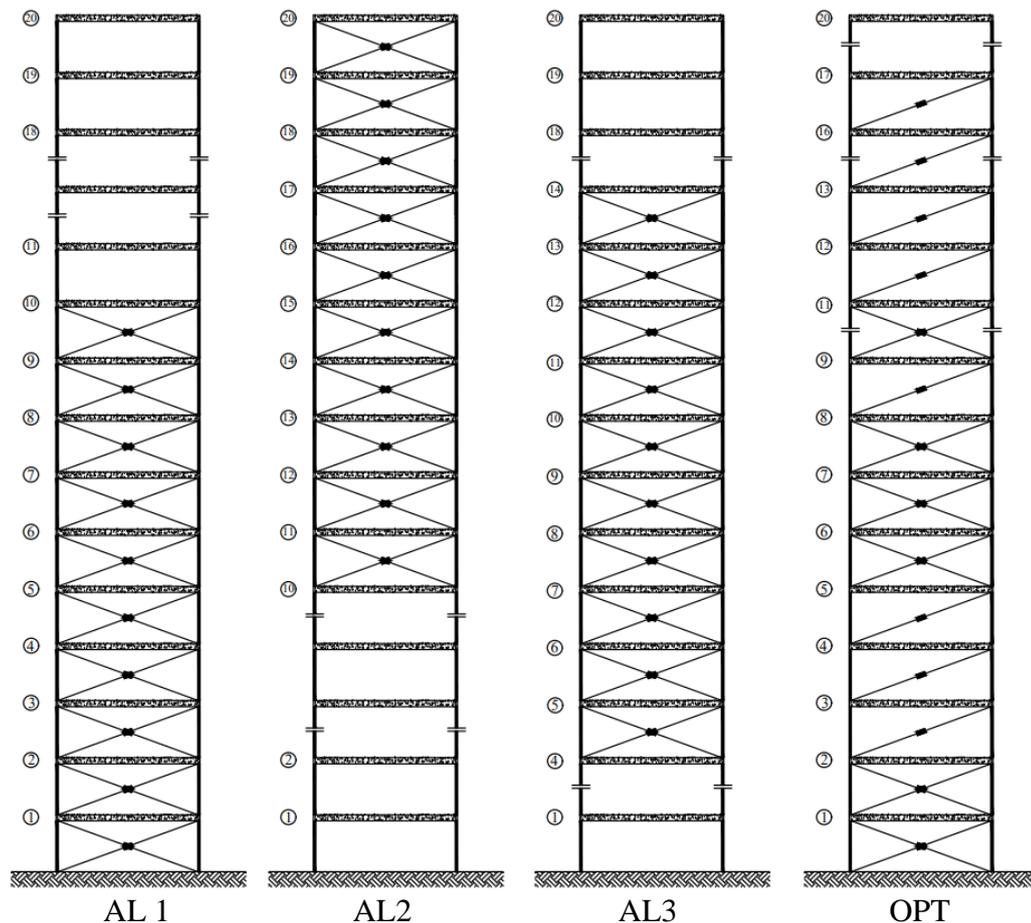


Figura 4.6 – Implementação de amortecedores viscoelásticos [Shukla e Datta, 1999].

Dessa forma, a análise quanto à performance do edifício de 20 andares é feita através do uso de um fator “ $R_i$ ” que equivale a razão entre a resposta RMS máxima do edifício com os

amortecedores viscoelásticos instalados com a resposta RMS máxima do edifício sem amortecedores, para  $i = 1, 2$  ou  $3$ , sendo “1” para deslocamento, “2” para *inter-story drift* e “3” para aceleração absoluta. Essa razão é demonstrada na Equação 4.1. Esses valores representam a redução das variáveis escolhidas em forma de razão, assim é possível entender que o esquema ótimo escolhido por eles realmente promove a maior redução.

$$R_i = \frac{\text{RMS máximo da estrutura com VED's}}{\text{RMS máximo da estrutura sem VED's}} \quad (4.1)$$

Os amortecedores foram implementados na estrutura proposta seguindo o modelo de Kelvin, conforme descrito no item 3.3.4. Para isso, seguiu-se as premissas adotadas por Shukla e Datta, 1999, que permitiu a seleção de um ponto inicial para a definição dos parâmetros a serem otimizados, através da relação entre o módulo de armazenamento de energia elástica e o fator de perda, que relaciona a quantidade de energia dissipada pelo sistema, com a temperatura do ambiente e a frequência de excitação. Assim, partiu-se de um fator de perda de 0,8, também utilizado por Shukla e Datta, 1999, em sua pesquisa, que corresponde aproximadamente a temperatura ambiente normal (25°C), como mostrado na Figura 4.7.

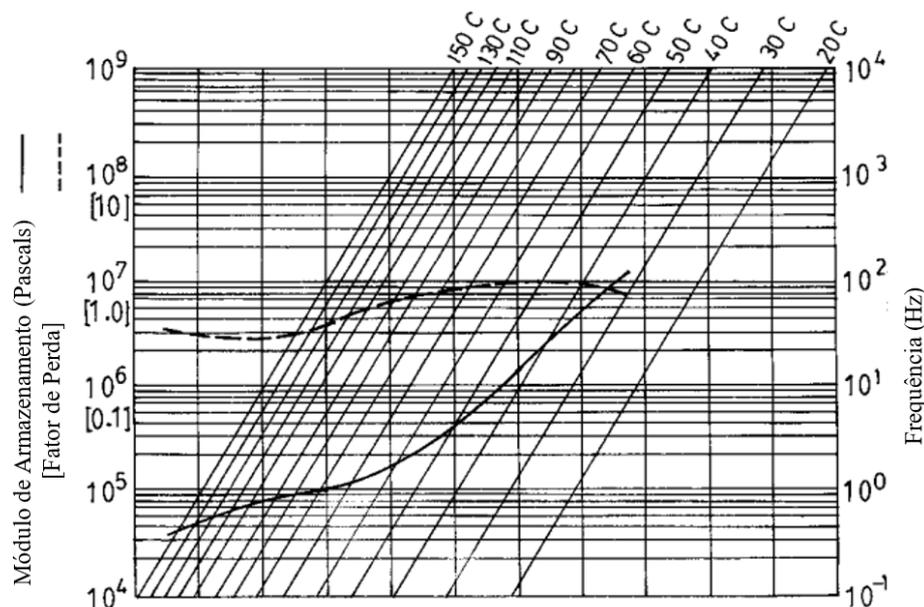


Figura 4.7 – Relação entre o módulo de armazenamento e o módulo de dissipação de energia [Shukla e Datta, 1999].

Assim, o componente de rigidez do amortecedor viscoelástico, responsável pelo armazenamento de energia elástica do sistema, é definido pelo algoritmo de otimização, para o

melhor custo/benefício, extraindo 100% do potencial do sistema, partindo da definição de um limite superior e inferior dado a partir do Fator PF.

De forma a introduzir ao equilíbrio dinâmico da estrutura a parcela de participação dos amortecedores é necessário utilizar o modelo de Kelvin, definindo sua participação como uma força externa, porém, contrária a excitação proveniente do sismo, o que transforma a Equação (1) utilizando a Equação 4.2 do equilíbrio dinâmico.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Z}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{Z}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{Z}(t) = p(t) - f(t). \quad (4.2)$$

Analisando o modelo de Kelvin anteriormente citado, é possível definir essa força como uma parcela de energia armazenada pelo amortecedor viscoelástico em sua parcela elástica do material e uma parcela de energia dissipada através da participação do material viscoso, como pode ser visto na Equação 4.3.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Z}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{Z}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{Z}(t) = p(t) - k_d\delta(t) + c_d\dot{\delta}(t). \quad (4.3)$$

Onde “ $\delta(t)$ ” é a deformação (deslocamento) e sua derivada correspondente à velocidade de deformação do pavimento. Assim, essa equação pode ser posicionada ao outro lado da igualdade, para que esteja juntamente com outros parâmetros inerentes a estrutura, sendo assim pode ser substituído esses valores pela variável correspondente ao deslocamento e velocidade e adequá-los de forma a serem representados em forma de matriz, devido aos diferentes GDL, conforme a Equação 4.4.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Z}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{Z}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{Z}(t) + \mathbf{k}_d\mathbf{Z}(t) + \mathbf{c}_d\dot{\mathbf{Z}}(t) = p(t). \quad (4.4)$$

Portanto, como ambas matrizes, de rigidez da estrutura e rigidez equivalente do material viscoelástico, bem como as matrizes de amortecimento da estrutura e amortecimento equivalente do amortecedor viscoelástico, é possível definir a Equação 4.5.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Z}}(t) + \mathbf{C}^*\dot{\mathbf{Z}}(t) + \mathbf{K}^*\mathbf{Z}(t) = p(t). \quad (4.5)$$

Assim, é possível definir a matriz de rigidez e a matriz de amortecimento da estrutura como matrizes complexas, dadas a partir da dedução de duas diferentes fontes de rigidez e amortecimento, sendo uma inerente ao material da estrutura e outra como participação dos amortecedores viscoelásticos. Portanto, para a solução da equação de equilíbrio dinâmico é necessário retroalimentar o sistema para que seja sempre utilizado as novas configurações de rigidez e amortecimento do amortecedor durante as iterações do algoritmo de otimização.

#### 4.6 Incorporação do Algoritmo de Otimização

A incorporação do algoritmo de otimização foi feita a partir do código em MATLAB® disponibilizado pelos autores Mirjalili e Lewis, 2016. O código foi vinculado com a rotina desenvolvida para solução dinâmica, utilizando os resultados da solução obtida pelo método de Newmark, 1959. Assim, a cada nova determinação de valores otimizados por parte do WOA, a rotina desenvolvida com o método de Newmark, 1959, estabelece os novos valores de resposta da estrutura, que irão retroalimentar o algoritmo de otimização. Esses passos podem ser exemplificados a partir da Figura 4.8, que demonstra um mapeamento do fluxo de informações dentro dos códigos e a resposta do algoritmo de otimização com a rigidez equivalente do sistema, o vetor posição “ $P(a)$ ” e o *drift*.

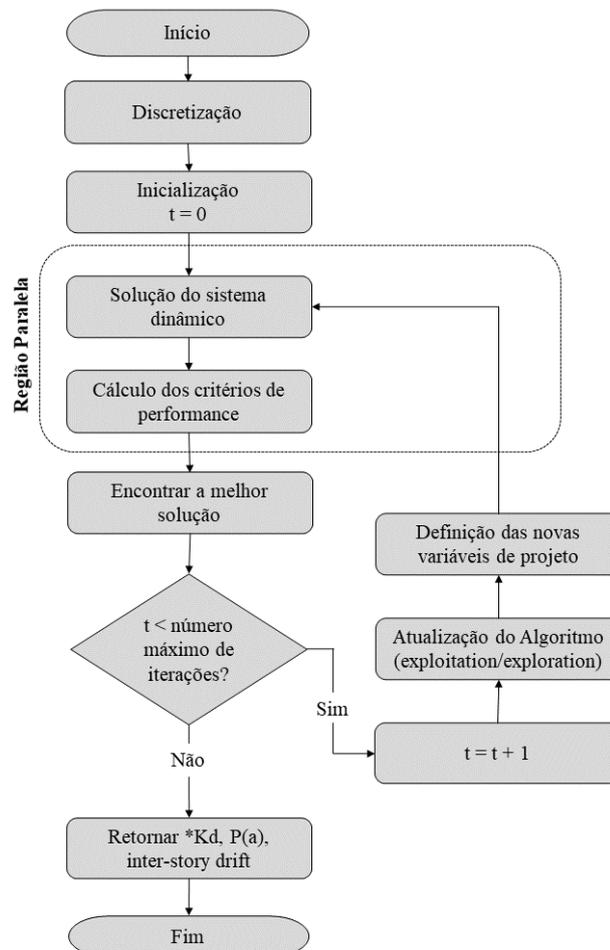


Figura 4.8 – *Flowchart* de utilização do WOA [Adaptado de Mehne e Mirjalili, 2018].

A integração entre as duas rotinas, de solução dinâmica e de otimização, foi feita de forma simples, facilitada pelo autor do WOA que preparou o código para esse tipo de uso. Para

a utilização do algoritmo são necessários definir uma função objetivo e determinadas condições de contorno, separadas em dois códigos diferentes a serem chamados dentro do programa principal. O programa principal apresenta apenas dois campos editáveis: número de agentes de busca e número máximo de iterações. Esses dois parâmetros estabelecem a precisão da busca, através dos agentes, e a convergência da otimização, através do número de iterações. Para isso, foram utilizadas referências como Mehne e Mirjalili, 2018, que apresentaram uma análise de performance com diversas configurações do WOA, principalmente mostrando quantidades de baleias (agentes de busca) e o número de iterações onde o método alcançava o máximo de convergência, como pode ser visto na Figura 4.9. Dessa forma, avaliando também o tamanho da população utilizado por Miguel et al., 2016, em sua pesquisa, optou-se por utilizar 3000 baleias para essa análise.

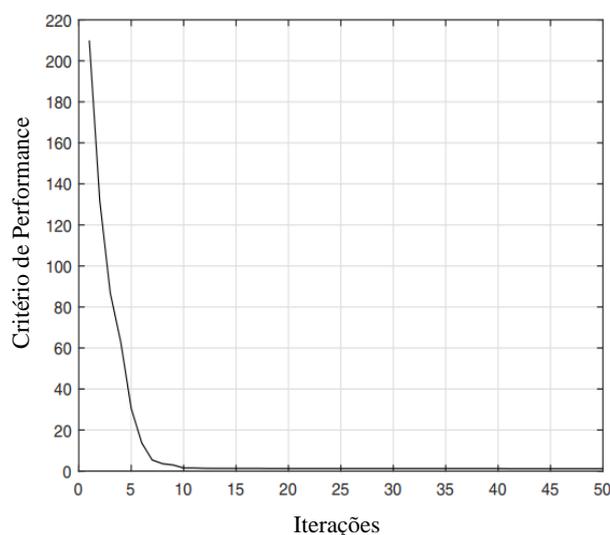


Figura 4.9 – Convergência do WOA em relação as iterações [Mehne e Mirjalili, 2018].

Através da Figura 4.9, demonstra-se que por Mehne e Mirjalili, 2018, utilizarem 400 agentes de busca durante 150 iterações, sendo mostradas apenas as 50 primeiras iterações, o número escolhido de agentes de busca, ou baleias, para essa pesquisa foi de 3000, durante 20 iterações, para manter uma relação entre número de agentes de busca e iterações realizadas semelhante ao que foi apresentado pelos autores.

Na presente dissertação, a função objetivo foi definida como sendo a minimização do *inter-story drift*. As variáveis de projeto são as propriedades e posições dos amortecedores viscoelásticos, enquanto as restrições são os limites superiores e inferiores destas variáveis de

projeto. Desta forma, agrupando as variáveis de projeto no vetor  $\vec{v} = [\vec{k}_d, \vec{p}]$ , o problema de otimização pode ser escrito matematicamente através da Equação 4.6:

$$\begin{aligned}
 & \text{Encontrar : } \vec{v} \\
 & \text{Minimiza : } \text{drift}_{\max} \\
 & \text{Submetido a : } p_{\min} \leq p \leq p_{\max} , \\
 & \quad \quad \quad k_{d\min} \leq k_d \leq k_{d\max} .
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

#### 4.7 Aplicação na Estrutura Escolhida

Realizou-se a aplicação da rotina computacional com a integração do código de solução dinâmica e o algoritmo de otimização na estrutura de 8 andares. Para isso, a partir de referências como Miguel et al., 2016, e estudos da comunidade científica foi definido a utilização de quatro amortecedores viscoelásticos (50% do número de pavimentos), posicionados de acordo com a otimização. Dessa forma, a Figura 4.10 mostra os posicionamentos possíveis, variando o pavimento e o número de dispositivos, representados pela instalação do tipo *Chevron braces*.

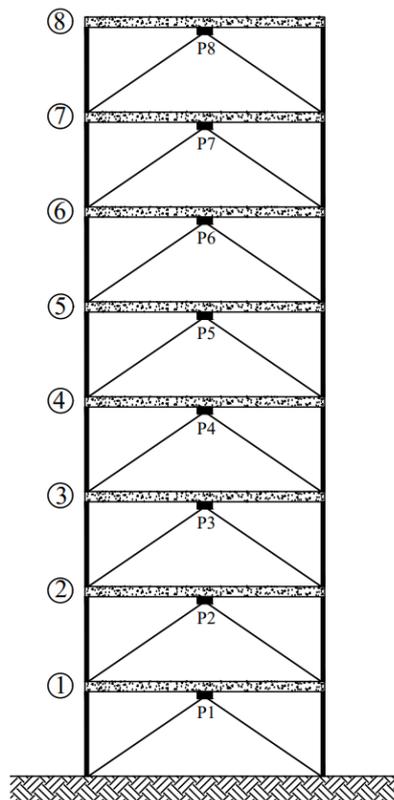


Figura 4.10 – Estrutura *Shear Building* de 8 andares definida pelo autor.

Para a análise da resposta da estrutura, utilizou-se como parâmetro a norma brasileira NBR 15.421 [ABNT, 2006]. Conforme apresentado anteriormente, há um limite para o *drift* máximo entre os andares, ou seja, o deslocamento relativo horizontal entre o deslocamento dos dois pavimentos, superior e inferior, do andar em análise. Assim, utilizando a Tabela 3.4 e as informações anteriores quanto às propriedades da estrutura é possível definir a Tabela 4.7, que apresenta os deslocamentos aceitáveis para o edifício em questão com base na norma citada.

Tabela 4.7 – Critério de avaliação do deslocamento relativo (*drift*) máximo aceitável por categoria de utilização das estruturas.

Deslocamento relativo (m)	Categoria
0,060	I
0,045	II
0,030	III

Esses deslocamentos relativos horizontais são definidos conforme as categorias de importância da estrutura, porém, como a estrutura utilizada não apresenta grau de importância, sendo um *shear building* para análise da influência dos amortecedores, pretende-se visualizar a adequação da estrutura para os três tipos de estruturas, verificando a importância dos amortecedores também para o *retrofit* e adequação de uma estrutura entre categorias.

Como demonstrado anteriormente, as definições dos parâmetros pertinentes e que apresentam determinada influência nas respostas da estrutura utilizaram alguma forma de análise ou referência para a escolha dos mesmos. Resumindo, de forma breve, todas as escolhas para a utilização da rotina computacional para a análise dinâmica e otimização dos parâmetros dos amortecedores e seu posicionamento, segue:

- a) A estrutura utilizada para a análise conta com 8 pavimentos, sendo que todos os andares são dispostos a receber a instalação de amortecedores viscoelásticos, com as propriedades das duas variações de parâmetros da estrutura segundo a Tabela 4.3;
- b) A excitação sísmica foi feita a partir do filtro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, e convertida para uma aceleração do solo no domínio do tempo utilizando o conversor proposto por Shinozuka e Jan, 1972, utilizando os parâmetros dispostos na Tabela 4.4 e na Tabela 4.6;

- c) A análise dinâmica da estrutura, a partir da solução da equação dinâmica, foi feita utilizando o método de Newmark, 1959, utilizando as constantes de estabilidade definidas pelo mesmo e um intervalo de tempo “ $\Delta t$ ” de 0,01s;
- d) Para a validação das rotinas computacionais desenvolvidas foi definido pela utilização de um sistema massa-mola-amortecedor simples para validar o método de Newmark, 1959, Mohebbi et al., 2012, para validação da rotina de geração do sismo artificial e Shukla e Datta, 1999, para verificar a correta modelagem da implementação de amortecedores viscoelásticos;
- e) A modelagem dos parâmetros dos amortecedores viscoelásticos e sua influência no comportamento dinâmico da estrutura foi feita utilizando o modelo de Kelvin, proposto também por Shukla e Datta, 1999, utilizando um fator de perda de 0,8 de acordo com o mesmo estudo para a definição do valor do amortecimento do material viscoelástico;
- f) A instalação dos amortecedores na estrutura foi feita a partir do modelo de sustentação *Chevron Braces* (item 3.3.2) considerado segundo alguns pesquisadores como um *design* promissor, desconsiderando para essa análise o efeito dos braços de suporte utilizados para sustentação do amortecedor viscoelástico no cálculo da rigidez e do amortecimento adicionado à estrutura;
- g) Para a otimização dos amortecedores viscoelásticos instalados foi definida a utilização de quatro amortecedores, sem possibilidade de instalação de dois ou mais amortecedores por pavimento, sendo assim, é restrita a utilização de apenas um amortecedor por pavimento;
- h) O critério de performance escolhido para a avaliação da resposta dinâmica das estruturas analisadas e definido como função objetivo da otimização foi o *inter-story drift*, ou seja, o deslocamento horizontal relativo dos pavimentos, sendo avaliado a importância dessa medida em todos os pavimentos;
- i) Para a utilização do algoritmo de otimização foi definida a utilização de 3000 baleias (agentes de busca) durante 20 iterações do WOA.

## 5 VALIDAÇÃO/VERIFICAÇÃO DAS ROTINAS DESENVOLVIDAS

Como a pesquisa envolve a autoria de rotinas computacionais para solução dinâmica, a comunidade científica concorda que esses códigos devem ser validados a partir de resultados já existentes e disponíveis em bibliografias conhecidas. Assim, tais verificações servem para garantir a precisão do método escolhido e certificar a correta aplicação do código desenvolvido, que nesse caso foi através do software MATLAB®.

Para isso, escolheram-se alguns métodos analíticos e numéricos para avaliação/verificação do método de Newmark implementado em rotina computacional. Também, utilizou-se a pesquisa de Mohebbi et al., 2012, para a análise dinâmica da estrutura frente a sismos gerados artificialmente, validando-se a rotina desenvolvida para utilização do filtro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, e o conversor de Shinozuka e Jan, 1972. Já para verificar/validar a implementação dos amortecedores viscoelásticos, escolheu-se a pesquisa de Shukla e Datta, 1999, que propõem a instalação de amortecedores viscoelásticos em diferentes posicionamentos, demonstrando a forma ótima para esse posicionamento e estabelecendo um fator de dimensionamento dos parâmetros desses dispositivos.

### 5.1 Validação da Rotina de Análise Dinâmica

Para validar a rotina de determinação da resposta dinâmica desenvolvida (via método de Newmark), realizou-se uma comparação entre os resultados obtidos para um sistema massa-mola-amortecedor submetido a excitação harmônica utilizando a rotina elaborada com os resultados obtidos pela solução analítica e pelo método das Diferenças Finitas Centrais.

Para isso foi utilizado um sistema simples de 4 GDL para avaliar os resultados de deslocamento, velocidade e aceleração para o tempo de cinco segundos quando solicitado por excitações harmônicas, considerando um intervalo de tempo ( $\Delta t$ ) de 0,01s. O sistema analisado é mostrado na Figura 5.1. Os dados da estrutura referentes as massas, rigidez das molas e valores do amortecimento do sistema podem ser consultados na Tabela 5.1.

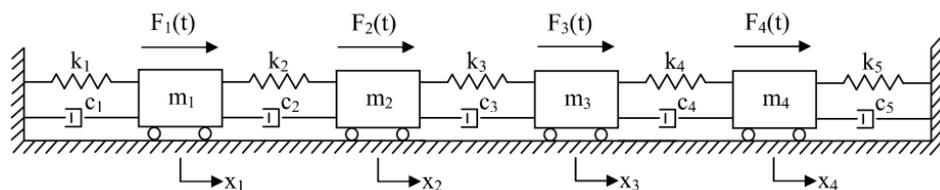


Figura 5.1 – Exemplo de sistema com 4 GDL [Adaptado de Miguel, 2006].

Tabela 5.1 – Parâmetros usados na validação do sistema com 4 GDL

Parâmetro	1	2	3	4	5
Massas (kg)	$m_1 = 8$	$m_2 = 9$	$m_3 = 5$	$m_4 = 6$	-
Rigidezes das molas (N/m)	$k_1 = 30$	$k_2 = 45$	$k_3 = 50$	$k_4 = 20$	$k_5 = 25$
Amortecimento do sistema (Ns/m)	$c_1 = 6$	$c_2 = 9$	$c_3 = 10$	$c_4 = 4$	$c_5 = 5$

Assim, foram estabelecidos todos os parâmetros necessários para definição da estrutura e utilização da rotina computacional estabelecida para obtenção das frequências naturais e modos de vibração da estrutura. Para a aplicação do método de solução da equação de equilíbrio dinâmico, procedeu-se a aplicação de uma força externa harmônica. A distribuição das forças pode ser vista de acordo com a Equação 5.1 até a Equação 5.4.

$$F_1(t) = 20 \sin 5t + 80 \cos 5t . \quad (5.1)$$

$$F_2(t) = -50 \sin 5t + 60 \cos 5t . \quad (5.2)$$

$$F_3(t) = 70 \sin 5t + 35 \cos 5t . \quad (5.3)$$

$$F_4(t) = -45 \sin 5t - 25 \cos 5t . \quad (5.4)$$

Sendo que as condições iniciais para análise dinâmica são expostas na Equação 5.5 e na Equação 5.6.

$$x(0) = \begin{bmatrix} -0.500565 \\ -0.055132 \\ -0.814934 \\ 0.450169 \end{bmatrix} \text{m.} \quad (5.5)$$

$$\dot{x}(0) = \begin{bmatrix} 0.750247 \\ -0.410529 \\ -0.411299 \\ 0.480426 \end{bmatrix} \text{m/s.} \quad (5.6)$$

Com os dados de entrada fornecidos acima, foi possível determinar a resposta dinâmica do sistema utilizando a rotina computacional desenvolvida (via método de Newmark) e comparar com as respostas dinâmicas obtidas resolvendo o problema via solução analítica e via método das Diferenças Finitas Centrais.

Dessa maneira, a resposta analítica do sistema para a excitação harmônica durante 5s está exposta na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Resposta analítica do sistema para  $t = 5s$ .

Massa	Deslocamento (m)
1	-0,5160
2	-0,0438
3	-0,7969
4	0,4335

Já as respostas quanto ao método de diferenças finitas e método de Newmark podem ser visualizadas na Tabela 5.3, através da qual também é possível analisar a variação das respostas quando comparadas com a resposta analítica. Foi adotado um intervalo de tempo de 0,01s.

Tabela 5.3 – Deslocamento das massas utilizando métodos numéricos.

Massa	Diferenças Finitas		Método de Newmark	
	Deslocamento	Variação	Deslocamento	Variação
1	-0,5151	-0,19%	-0,5170	0,20%
2	-0,0421	-3,82%	-0,0454	3,69%
3	-0,7956	-0,16%	-0,7983	0,18%
4	0,4346	0,26%	0,4322	-0,30%

Também é possível analisar a aceleração do sistema. A Tabela 5.4 demonstra a aceleração em todos os tempos através da solução analítica.

Tabela 5.4 – Aceleração das massas utilizando a solução analítica.

Aceleração (m/s <sup>2</sup> ) - Analítica					
Massa	Tempo = 1s	Tempo = 2s	Tempo = 3s	Tempo = 4s	Tempo = 5s
1	7,1469	-8,4595	-11,9462	1,6821	12,9005
2	-1,5774	-2,2732	0,2877	2,4364	1,0945
3	3,8071	-18,2135	-14,1401	10,1915	19,9219
4	-0,8889	10,7499	6,9876	-6,7857	-10,8373

Essas respostas também podem ser comparadas utilizando o método de diferenças finitas centrais, conforme indicado na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Aceleração das massas utilizando o método de Diferenças Finitas Centrais.

Aceleração (m/s <sup>2</sup> ) - Diferenças Finitas Centrais										
assa	Tempo = 1s		Tempo = 2s		Tempo = 3s		Tempo = 4s		Tempo = 5s	
	Acel.	Var								
1	7,1615	0,20%	-8,4342	-0,30%	-11,9721	0,22%	1,6729	-0,55%	12,9020	0,01%
2	-1,5448	-2,06%	-2,2544	-0,83%	0,2676	-7,00%	2,4208	-0,64%	1,0941	-0,04%
3	3,8479	1,07%	-18,2129	0,00%	-14,1547	0,10%	10,1692	-0,22%	19,9283	0,03%
4	-0,8623	-3,00%	10,7260	-0,22%	7,0032	0,22%	-6,8082	0,33%	-10,8353	-0,02%

Também é possível obter as respostas em termo da aceleração das massas a partir do método de Newmark conforme apresentado na Tabela 5.6 em comparação à solução analítica.

Tabela 5.6 – Aceleração das massas utilizando o método de Newmark.

Aceleração (m/s <sup>2</sup> ) - Newmark										
Massa	Tempo = 1s		Tempo = 2s		Tempo = 3s		Tempo = 4s		Tempo = 5s	
	Acel.	Var	Acel.	Var	Acel.	Var	Acel.	Var	Acel.	Var
1	7,1328	-0,20%	-8,4880	0,34%	-11,9213	-0,21%	1,6935	0,67%	12,9014	0,01%
2	-1,6102	2,08%	-2,2882	0,66%	0,3100	7,75%	2,4492	0,53%	1,0912	-0,30%
3	3,7638	-1,14%	-18,2202	0,04%	-14,1266	-0,10%	10,2195	0,27%	19,9199	-0,01%
4	-0,9138	2,80%	10,7762	0,24%	6,9703	-0,25%	-6,7659	-0,29%	-10,8393	0,02%

É possível visualizar, tanto na análise do deslocamento final, após 5s de excitação, quanto nos valores de aceleração das massas em todos os intervalos de tempo definidos, que os resultados são condizentes e estão de acordo com as descrições de diferenças apresentadas, como visto por Bathe e Wilson, 1976, Rao, 1990, e Chopra, 1995, sabendo-se que a utilização de métodos numéricos em comparação com a solução analítica apresenta uma variação na precisão, dependendo do intervalo de tempo definido para a solução.

Também fica evidente que ambos os métodos numéricos de análise dinâmica utilizados apresentam uma variação semelhante frente aos resultados do método analítico de solução, o que se deve ao fato do erro proveniente da utilização desses métodos e o intervalo de tempo definido para as iterações dos métodos.

Além da análise da validação através de tabelas comparando os métodos numéricos e a variação em relação ao método analítico, também é possível visualizar a precisão dos resultados graficamente.

A Figura 5.2 apresenta as curvas de deslocamento  $x$  tempo para a massa 1 considerando os diferentes métodos aplicados. É possível visualizar também o comportamento da massa 2, massa 3 e massa 4 através da Figura 5.3, Figura 5.4 e Figura 5.5 respectivamente.

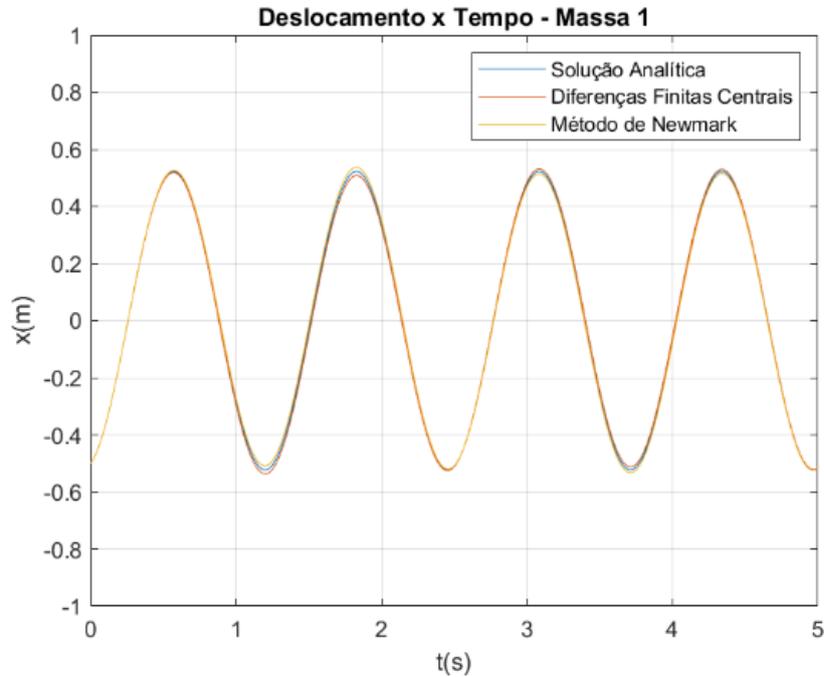


Figura 5.2 – Comparação do deslocamento da massa 1 entre os métodos utilizando o MATLAB.

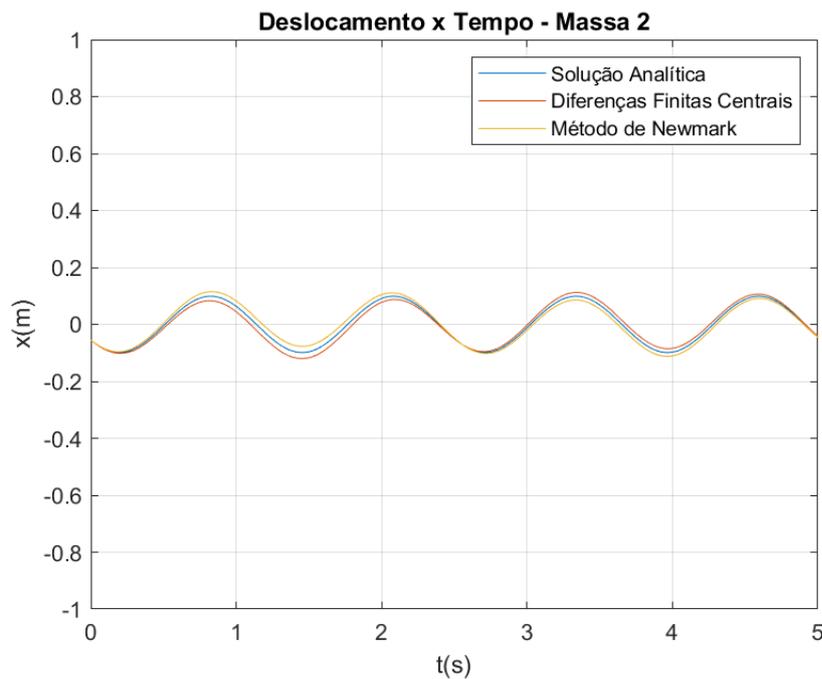


Figura 5.3 – Comparação do deslocamento da massa 2 entre os métodos utilizando o MATLAB.

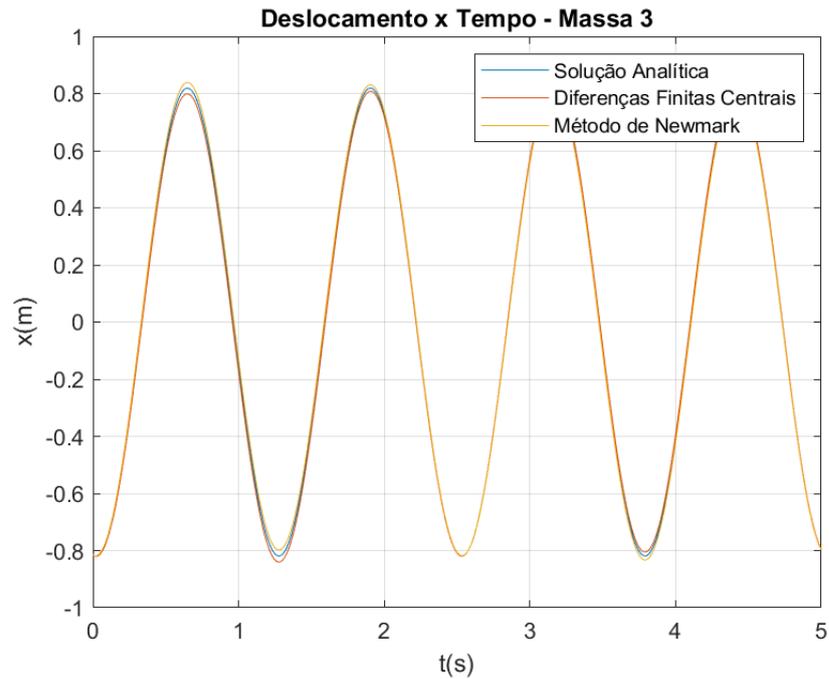


Figura 5.4 – Comparação do deslocamento da massa 3 entre os métodos utilizando o MATLAB.

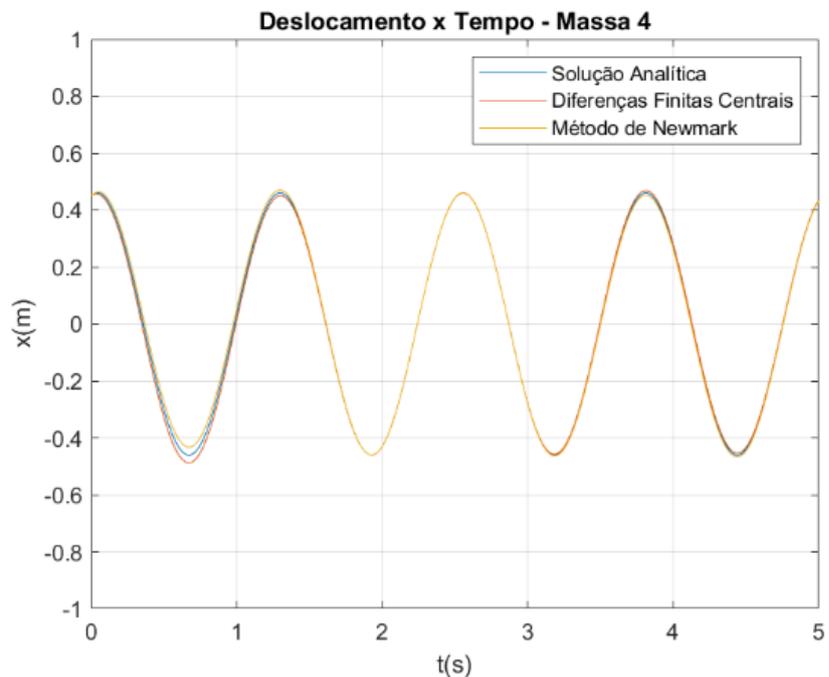


Figura 5.5 – Comparação do deslocamento da massa 4 entre os métodos utilizando o MATLAB.

Graficamente fica ainda mais evidente o comportamento dos métodos, seguindo de forma condizente a solução analítica. Vale ressaltar que reduzindo o intervalo de tempo, a solução numérica se aproximará ainda mais da solução analítica.

De forma a verificar essa influência do intervalo de tempo na precisão dos resultados obtidos pela solução, foi desenvolvido uma análise do mesmo caso alterando o “ $\Delta t$ ” para 0,001s e 0,1s, que pode ser visto no aumento da precisão para o primeiro caso e o afastamento para o segundo caso, como demonstram a Figura 5.6, Figura 5.7, Figura 5.8 e Figura 5.9. Vale ressaltar que a diminuição do intervalo de tempo, ou aumento do número de intervalos, é definido através de um valor crítico para alguns casos de métodos numéricos implícitos, onde no caso do método de Newmark é dado pelos parâmetros internos do método.

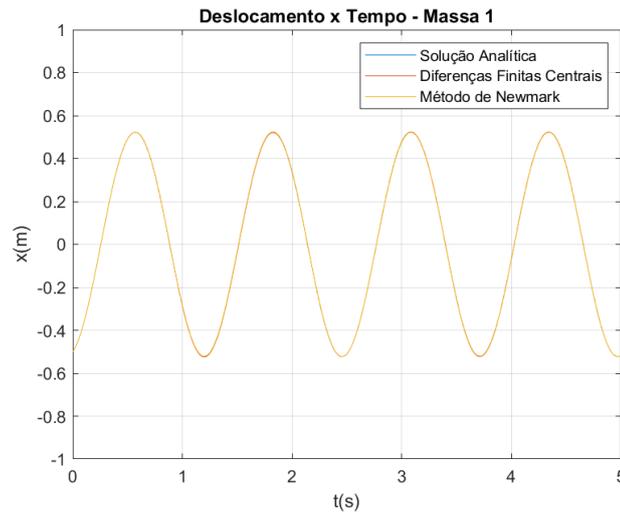


Figura 5.6 – Comparação do deslocamento da massa 1 para  $\Delta t = 0.001$ .

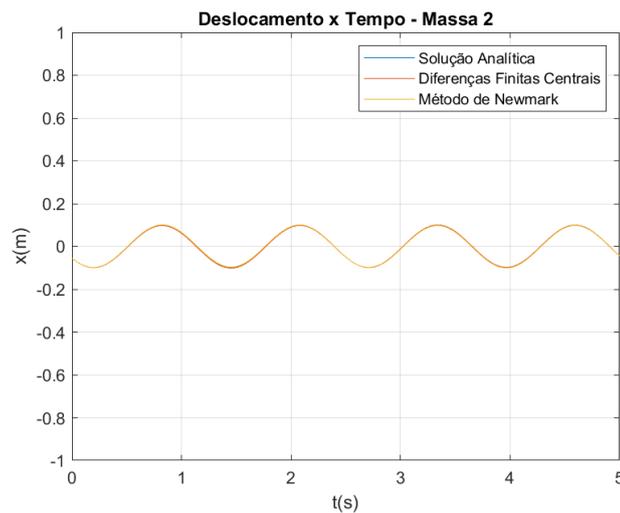


Figura 5.7 – Comparação do deslocamento da massa 2 para  $\Delta t = 0.001$ .

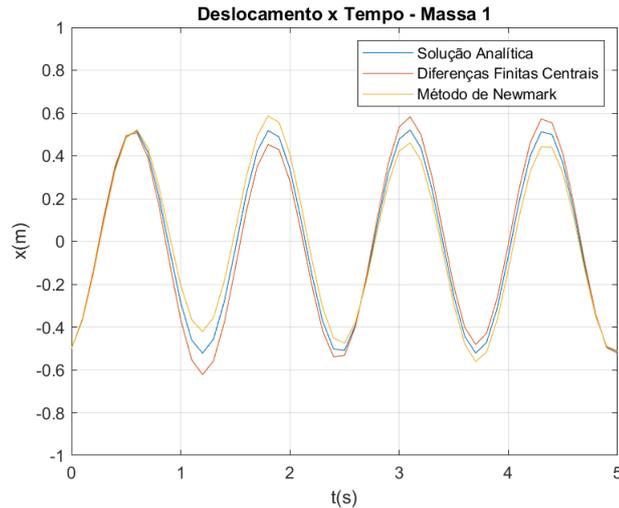


Figura 5.8 – Comparação do deslocamento da massa 1 para  $\Delta t = 0.1$ .

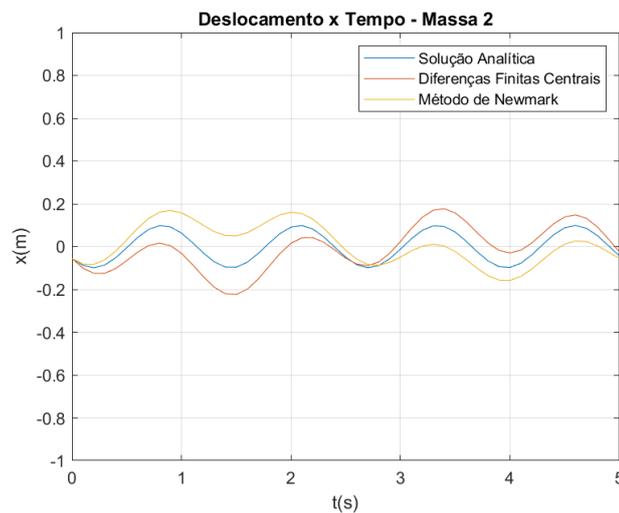


Figura 5.9 – Comparação do deslocamento da massa 2 para  $\Delta t = 0.1$ .

Dessa forma fica evidente que quanto maior o número de intervalos melhor serão os resultados dos métodos numéricos. Porém, deve ser mantida a atenção quanto ao valor crítico do intervalo apenas para outros métodos, pois no caso do método de Newmark esse valor depende das constantes que definem a estabilidade do método, já citadas anteriormente.

Também, é reconhecido cientificamente a eficácia e precisão de resultados para um de “ $\Delta t$ ” 0,01s, bem como o seu menor esforço computacional se comparado com valores menores para esse intervalo.

## 5.2 Validação da Rotina de Geração do Acelerograma Artificial

Para a validação do acelerograma gerado foi utilizado como comparação a pesquisa feita por Mohebbi et al., 2012, visto que o mesmo também utiliza o filtro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, para a geração de sismos aleatórios para a análise dinâmica de estruturas com amortecedores de massa sintonizada, bem como a sua otimização.

Porém, para essa análise, utiliza-se somente as respostas dinâmicas da estrutura a fim de comparação, além da Figura 5.10 que demonstra o sismo gerado por Mohebbi et al., 2012, e que pode ser comparado com os sismos gerados pela rotina computacional desenvolvida na presente dissertação, sendo a aceleração do solo exposta na Figura 5.11 para esse caso.

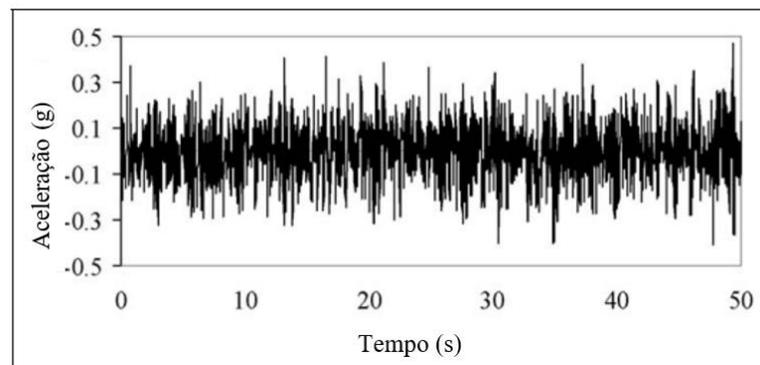


Figura 5.10 – Aceleração do solo em função do tempo [Adaptado de Mohebbi et al., 2012].

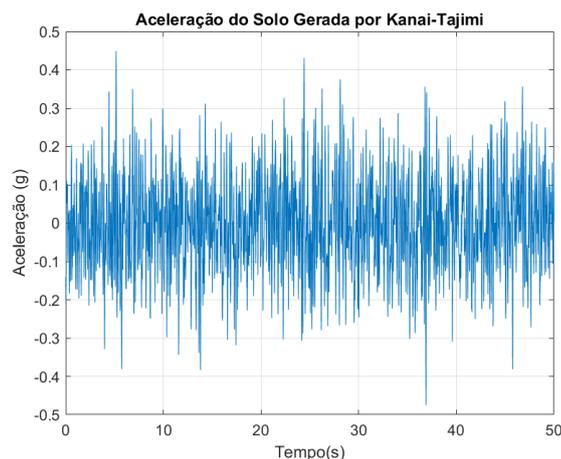


Figura 5.11 – Aceleração do solo em função do tempo gerado através de código desenvolvido no MATLAB.

Avaliando graficamente as duas acelerações do solo (a partir do sismo gerado através da rotina desenvolvida e o gráfico disponível por Mohebbi et al., 2012) nota-se que ambas estão

de acordo, mesmo aparentando certa discordância, o que ocorre devido à aleatoriedade do sismo gerado em função do ângulo de fase que é aleatório. Porém, analisando-se o eixo das ordenadas que corresponde a aceleração do solo, fica evidente que a maioria dos resultados estão entre 0.2g e -0.2g, com alguns picos na faixa de  $\pm 0.3g$  e  $\pm 0.4g$ , o que é coerente entre os dois casos.

Também, a Figura 5.12 demonstra duas simulações desenvolvidas para avaliar a estabilidade da geração do sismo aleatório, comparando o espectro de potência gerado e a repetibilidade do mesmo.

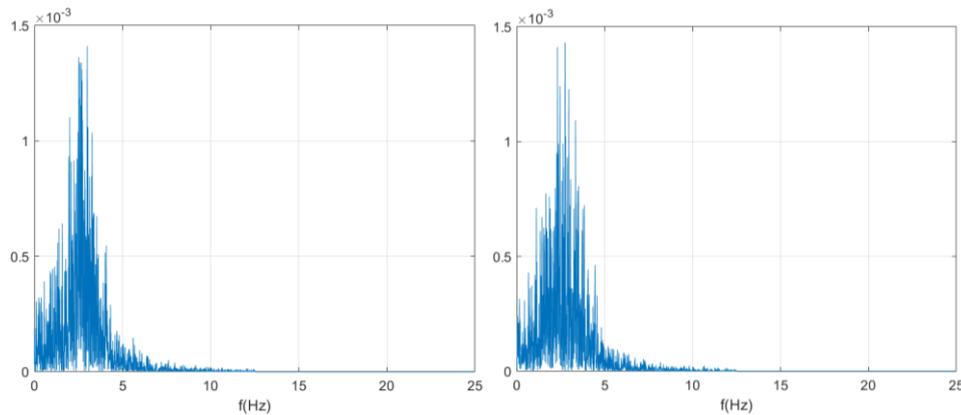


Figura 5.12 – Espectros de Potência em  $m^2/s^3$ .

Para analisar a rotina computacional para solução dinâmica desenvolvida pelo autor através do método de Newmark, 1959, e a precisão dos sismos gerados artificialmente, analisaram-se os resultados obtidos através do código desenvolvido em comparação aos resultados oriundos da pesquisa de Mohebbi et al., 2012, os quais estão expostos na Figura 5.13.

Andar	Deslocamento (cm)	Aceleração ( $cm/s^2$ )	Drift (cm)
1	2.17	345.35	2.17
2	4.30	571.60	2.13
3	6.28	708.65	1.99
4	8.01	708.89	1.76
5	9.50	749.88	1.64
6	10.75	719.11	1.57
7	11.86	713.77	1.38
8	12.88	713.73	1.12
9	13.63	730.84	0.79
10	14.03	802.68	0.41

Figura 5.13 – Resultados de deslocamento, aceleração e *inter-story drift* [Adaptado de Mohebbi et al., 2012].

A partir disso, foi possível utilizar as propriedades da estrutura de Mohebbi et al., 2012, para obter as respostas dinâmicas da estrutura através da rotina computacional desenvolvida pelo autor.

A seguir são apresentados os resultados obtidos como resposta em deslocamento (Tabela 5.7), aceleração (Tabela 5.8) e *inter-story drift* (Tabela 5.9) para cada um dos 10 andares em comparação com os respectivos resultados de Mohebbi et al., 2012, apresentando a variação para cada caso.

Também, é possível visualizar a média de variação dos resultados obtidos pelo código em relação aos resultados obtidos por Mohebbi et al., 2012, em sua pesquisa.

Tabela 5.7 – Deslocamento obtido pelo código desenvolvido comparado aos resultados de Mohebbi et al., 2012.

Andar	Deslocamento (m)		
	Mohebbi et al. (2012)	Kirchner (2021)	Variação
1	0,0217	0,0219	0,99%
2	0,0430	0,0421	-2,17%
3	0,0628	0,0602	-4,12%
4	0,0801	0,0773	-3,53%
5	0,0950	0,0937	-1,32%
6	0,1075	0,1081	0,56%
7	0,1186	0,1200	1,21%
8	0,1288	0,1293	0,38%
9	0,1363	0,1359	-0,32%
10	0,1403	0,1392	-0,75%
			1,54%

É possível visualizar a proximidade dos resultados do deslocamento da estrutura obtidos pela rotina desenvolvida com os valores da pesquisa utilizada para validação, visto que essa diferença se deve ao fato das diferenças do sismo gerado aleatoriamente.

Já a aceleração apresenta uma variação um pouco maior, porém bem próximo aos valores obtidos pela pesquisa de Mohebbi et al., 2012, o que reitera o fato da oscilação entre os valores da excitação externa.

Tabela 5.8 – Aceleração obtida pelo código desenvolvido comparado aos resultados de Mohebbi et al., 2012.

Andar	Aceleração (m/s <sup>2</sup> )		
	Mohebbi et al. (2012)	Kirchner (2021)	Variação
1	3,4535	3,2889	-4,77%
2	5,7160	5,1684	-9,58%
3	7,0865	6,6039	-6,81%
4	7,0889	7,6757	8,28%
5	7,4988	8,1253	8,35%
6	7,1911	8,0231	11,57%
7	7,1377	7,7940	9,19%
8	7,1373	7,7318	8,33%
9	7,3084	7,5016	2,64%
10	8,0268	7,5043	-6,51%
			7,60%

Tabela 5.9 – *Inter-story drift* pelo código desenvolvido comparado aos resultados de Mohebbi et al., 2012.

Andar	<i>Inter-story drift</i> (m)		
	Mohebbi et al. (2012)	Kirchner (2021)	Variação
1	0,0217	0,0219	0,99%
2	0,0213	0,0202	-5,35%
3	0,0199	0,0194	-2,53%
4	0,0176	0,0183	3,76%
5	0,0164	0,0165	0,81%
6	0,0157	0,0144	-8,55%
7	0,0138	0,0121	-12,49%
8	0,0112	0,0097	-12,97%
9	0,0079	0,0069	-12,11%
10	0,0041	0,0036	-11,51%
			7,11%

Os resultados apresentados são específicos para uma simulação, porém, também é possível observar a tendência dos resultados de 10 simulações separadas, com sismos gerados artificialmente para cada uma das simulações. A Figura 5.14 demonstra o deslocamento em metros para 10 simulações dispersas em torno do resultado de Mohebbi et al., 2012, o que deixa evidente a tendência dos resultados. Entretanto, deve-se chamar a atenção que o resultado de Mohebbi et al., 2012, também é apenas para uma simulação aleatória qualquer, tomada como referência para fins comparativos, ou seja, não é o valor “exato” da resposta.

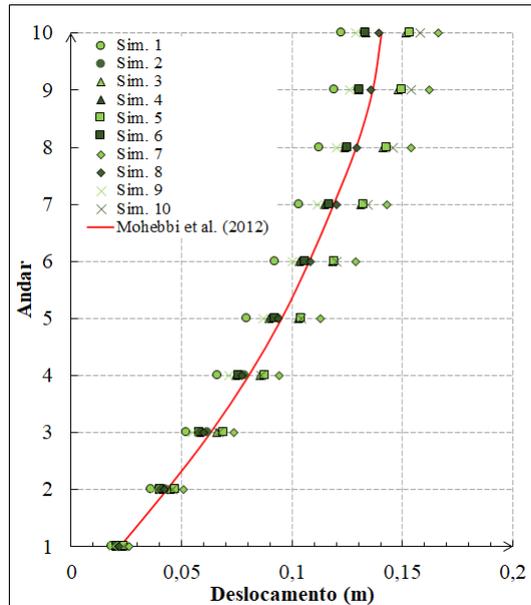


Figura 5.14 – Resultados de deslocamento de 10 simulações comparadas aos resultados de Mohebbi et al., 2012.

Na Figura 5.15 é possível visualizar os resultados de aceleração de cada andar, onde apenas 3 simulações ficaram com valores afastados dos resultados de Mohebbi et al., 2012, utilizados como referência para validação das rotinas desenvolvidas.

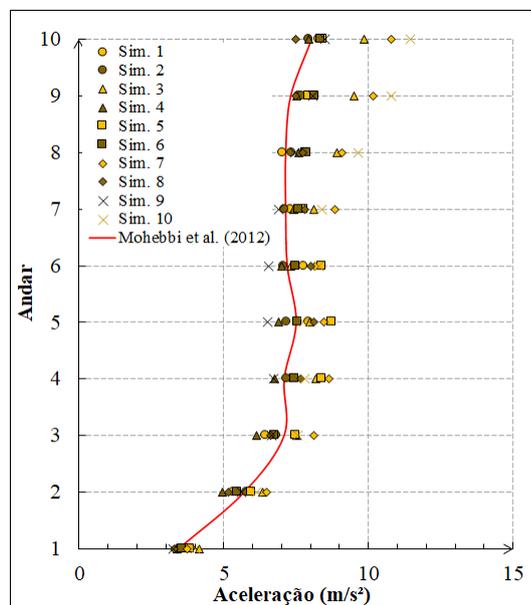


Figura 5.15 – Resultados de aceleração de 10 simulações comparadas aos resultados de Mohebbi et al., 2012.

Verificando os gráficos disponíveis, supõe-se que a rotina desenvolvida apresenta estabilidade, visto a tendência dos valores obtidos pela rotina quando comparados com os valores disponíveis na pesquisa de Mohebbi et al., 2012.

Por fim, a Figura 5.16 demonstra o *inter-story drift*, parâmetro utilizado nessa pesquisa como indicador de performance. Novamente, considerando a aleatoriedade do sismo gerado os resultados foram muito próximos da referência e demonstraram-se satisfatórios. Com a análise gráfica dos resultados, utilizando 10 simulações para a avaliação, fica evidente a validação dos resultados, pois apresentaram coerência com a bibliografia utilizada. Ressalta-se a efetividade da rotina computacional desenvolvida, pois utilizando 10 simulações, onde é gerado um sismo aleatório para cada simulação, os valores permaneceram próximos, bem como, a tendência dos resultados é permanecer com o mesmo comportamento independentemente do número de simulações realizadas. Sendo assim, é consolidada a utilização do código para geração de sismos artificiais e análise dinâmica utilizando o método de Newmark, 1959.

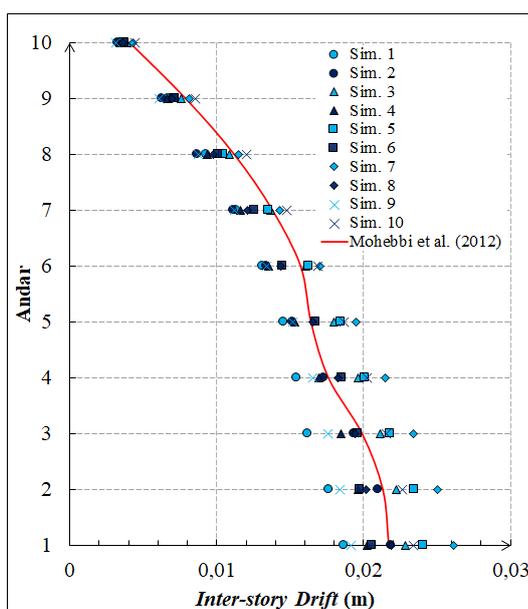


Figura 5.16 – Resultados do *inter-story drift* de 10 simulações comparadas aos resultados de Mohebbi et al., 2012.

### 5.3 Validação da Rotina do Amortecedor Viscoelástico

Foi realizada a validação da modelagem de um amortecedor viscoelástico utilizando o modelo de Kelvin através do trabalho de Shukla e Datta, 1999. Essa validação compara a modelagem do amortecedor realizada no presente trabalho com os resultados da pesquisa de Shukla e Datta, 1999. Esses autores utilizaram amortecedores viscoelásticos em diferentes

posições (conforme a Figura 4.6) para analisar a melhoria no deslocamento em cada andar. Da mesma forma, foi utilizado o código desenvolvido para avaliar estruturas de 20 andares com as mesmas configurações, porém, novamente ressaltando, com sismos gerados através do filtro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960, que pode ser a resposta para algumas diferenças nos resultados.

Com isso obtiveram-se as respostas para os diferentes modelos adotados pelos autores, sendo primeiramente analisado o AL1 por meio da Tabela 5.10, o qual consta com amortecedores duplos nos andares 1 a 10. Visualiza-se a proximidade dos resultados, ressaltando-se que está sendo usado somente o valor “R”, definido anteriormente como a razão do RMS da estrutura amortecida com o RMS da estrutura sem amortecimento, visto que a pesquisa de Shukla e Datta, 1999, utiliza o mesmo como parâmetro de performance da análise.

Tabela 5.10 – Resultados do modelo AL1 através do código desenvolvido em uma simulação.

Dimensão	Modelo AL1				
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	R obtido	R referência	Var
Desl. (R1)	0,002307	0,001201	0,52	0,50	4,10%
<i>Drift</i> (R2)	0,000176	0,000101	0,58	0,61	-5,68%
Acel. (R3)	0,056020	0,034443	0,61	0,63	-2,41%

Para o segundo modelo (AL2) foram obtidos os resultados expostos na Tabela 5.11. Para esse caso os valores tiveram variação maior quando comparados aos resultados da pesquisa, porém é possível perceber que segue o padrão de menor redução da resposta com o amortecimento posicionado de forma não otimizada, pois, segundo pesquisas já citadas nesse trabalho, as posições dos amortecedores não são ótimas.

Tabela 5.11 – Resultados do modelo AL2 através do código desenvolvido em uma simulação.

Dimensão	Modelo AL2				
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	R obtido	R referência	Var
Desl. (R1)	0,002307	0,001718	0,74	0,63	18,19%
<i>Drift</i> (R2)	0,000176	0,000154	0,87	0,79	10,42%
Acel. (R3)	0,056020	0,035418	0,63	0,57	10,92%

A análise do terceiro modelo (AL3) pode ser consultada na Tabela 5.12. O modelo AL3 apresenta valores novamente próximos aos valores obtidos por Shukla e Datta, 1999, bem como

é possível novamente visualizar que esse posicionamento se assemelha ao posicionamento ótimo, porém ainda tem resultados maiores que o modelo AL1.

Tabela 5.12 – Resultados do modelo AL3 através do código desenvolvido em uma simulação.

Dimensão	Modelo AL3				
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	R obtido	R referência	Var
Desl. (R1)	0,002307	0,001266	0,55	0,52	5,51%
<i>Drift</i> (R2)	0,000176	0,000104	0,59	0,60	-1,44%
Acel. (R3)	0,056020	0,034965	0,62	0,61	2,32%

Para o modelo ótimo, obtiveram-se resultados ainda melhores que os obtidos no modelo AL1, como pode ser visto na Tabela 5.13. Vale ressaltar que esses são valores de apenas uma simulação disponível em Shukla e Datta, 1999, ou seja, esse não é o posicionamento ótimo para quaisquer estruturas de 20 andares.

Tabela 5.13 – Resultados do modelo OPT através do código desenvolvido em uma simulação.

Dimensão	Modelo OPT				
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	R obtido	R referência	Var
Desl. (R1)	0,002307	0,001068	0,46	0,46	0,64%
<i>Drift</i> (R2)	0,000176	0,000070	0,39	0,41	-3,81%
Acel. (R3)	0,056020	0,031029	0,55	0,52	6,52%

Foram feitas 10 simulações desse modelo, e, para melhor análise, apresenta-se um segundo resultado que confirma a validação do código. O resultado do modelo AL1 está apresentado na Tabela 5.14. Novamente os resultados seguiram próximos dos obtidos pelos autores, ficando evidente a eficácia do código e a implementação dos amortecedores.

Tabela 5.14 – Resultados do modelo AL1 através do código desenvolvido em simulação com sismo diferente.

Dimensão	Modelo AL1				
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	R obtido	R referência	Var
Desl. (R1)	0,002824	0,001364	0,48	0,50	-3,38%
<i>Drift</i> (R2)	0,000226	0,000126	0,56	0,61	-8,70%
Acel. (R3)	0,070269	0,043686	0,62	0,63	-1,32%

O segundo resultado para o modelo AL2 está apresentado na Tabela 5.15. Novamente para o segundo modelo os valores apresentaram uma diferença um pouco maior, o que pode ser explicado pelo fato de a excitação sísmica ser gerada de forma diferente nesta dissertação e no artigo usado como referência. Enquanto a presente dissertação utiliza o espectro de Kanai-Tajimi, o trabalho de Shukla e Datta, 1999, utiliza o espectro de Clough e Penzien, 1975.

Tabela 5.15 – Resultados do modelo AL2 através do código desenvolvido em simulação com sismo diferente.

Dimensão	Modelo AL2				
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	R obtido	R referência	Var
Desl. (R1)	0,002824	0,001698	0,60	0,63	-4,58%
<i>Drift</i> (R2)	0,000226	0,000153	0,68	0,79	-14,06%
Acel. (R3)	0,070269	0,043996	0,63	0,57	9,84%

Para o modelo AL3, visualiza-se na Tabela 5.16 que novamente os valores ficam muito próximos dos autores e semelhantes a primeira simulação demonstrada na Tabela 5.12.

Tabela 5.16 – Resultados do modelo AL3 através do código desenvolvido em simulação com sismo diferente.

Dimensão	Modelo AL3				
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	R obtido	R referência	Var
Desl. (R1)	0,002824	0,001414	0,50	0,52	-3,74%
<i>Drift</i> (R2)	0,000226	0,000131	0,58	0,60	-3,35%
Acel. (R3)	0,070269	0,044282	0,63	0,61	3,31%

Enfim, o posicionamento ótimo é demonstrado na Tabela 5.17, que finaliza a apresentação dos resultados obtidos para validação do método.

Tabela 5.17 – Resultados do modelo OPT através do código desenvolvido em simulação com sismo diferente.

Dimensão	Modelo OPT				
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	R obtido	R referência	Var
Desl. (R1)	0,002824	0,001218	0,43	0,46	-6,22%
<i>Drift</i> (R2)	0,000226	0,000080	0,35	0,41	-13,50%
Acel. (R3)	0,070269	0,039220	0,56	0,52	7,33%

É possível visualizar a proximidade dos resultados e a tendência dos mesmos em relação ao posicionamento dos amortecedores, pois, da mesma forma que na pesquisa de Shukla e Datta, 1999, os valores das dimensões escolhidas para análise diminuem semelhantemente nas simulações realizadas. É possível visualizar a diferença entre os resultados encontrados, porém isso se deve ao fato do acúmulo de diferenças entre as duas pesquisas, pois além do sismo gerado de forma aleatória, também a solução da equação dinâmica é feita de diferentes modos. Porém, supõe-se que o modelo viscoelástico de Kelvin utilizado obteve bons resultados, pois o conceito ótimo de posicionamento obteve a redução desejada do deslocamento comparado a posições não-ótimas. Sabe-se que muitas pesquisas confirmaram a eficácia de amortecedores para a redução de deslocamento e *drift* máximo quando instalados nos primeiros andares.

Para confirmar a efetividade da modelagem dos amortecedores viscoelásticos e a utilização do fator PF definido por Shukla e Datta, 1999, foram elaborados gráficos da relação entre a influência do aumento do valor PF e os valores de RMS correspondentes ao deslocamento e *inter-story drift*, disponibilizados na pesquisa de Shukla e Datta, 1999 como mostrado na Figura 5.17 para o R1 (deslocamento).

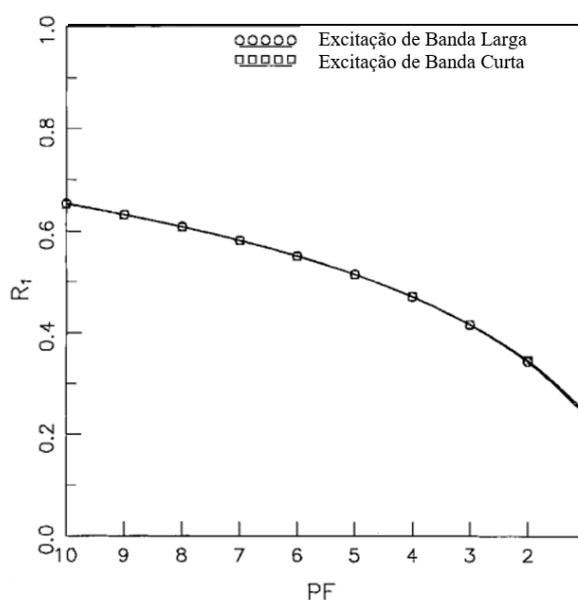


Figura 5.17 – Resultados do R1 (deslocamento) com o aumento do fator PF [Shukla e Datta, 1999].

Nesse caso, a avaliação proposta por Shukla e Datta, 1999, utiliza dois tipos de excitações, de banda larga e banda curta. A excitação utilizada pelos pesquisadores que se assemelha a um sismo é a de banda curta, que tem seu pico máximo de aceleração do solo em

frequências mais baixas, após isso a aceleração do solo é reduzida. Essas duas excitações são demonstradas na Figura 5.18.

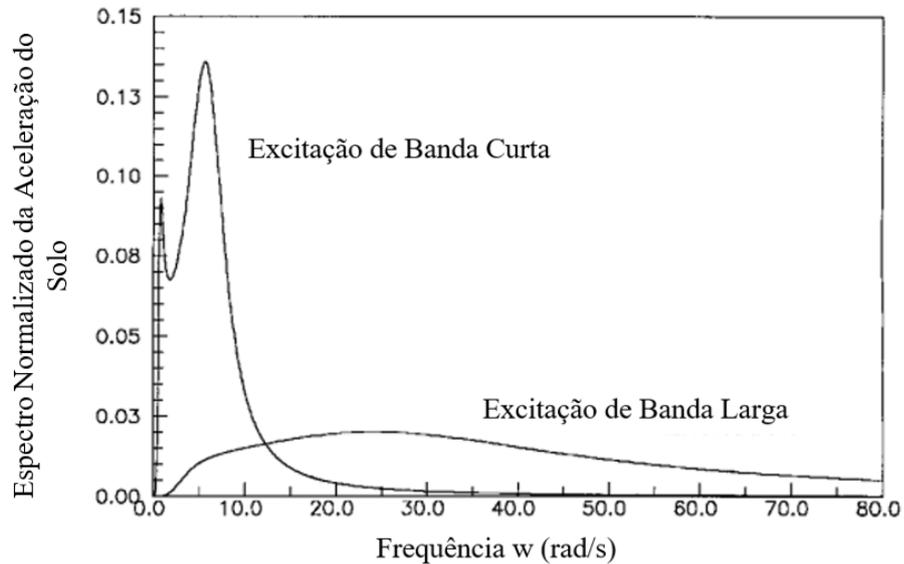


Figura 5.18 – Excitações de Banda Larga e Banda Curta [Shukla e Datta, 1999].

Dessa forma, o sismo gerado pela rotina desenvolvida tem formato semelhante, como pode ser visto na Figura 5.14.

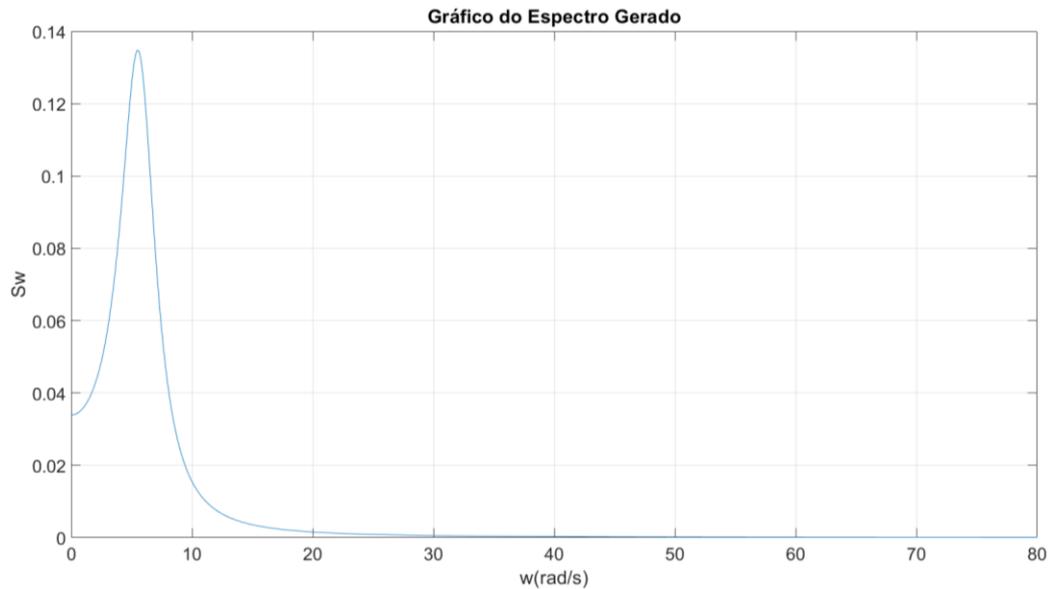


Figura 5.19 – Espectro de excitação.

Portanto, utilizando esse espectro gerado, foi realizada a análise da influência dos fatores PF, aumentando-se gradualmente de 1 até 10, como mostrado na Figura 5.17, obtendo os resultados demonstrados na Figura 5.20, para duas simulações dentre as dez realizadas.

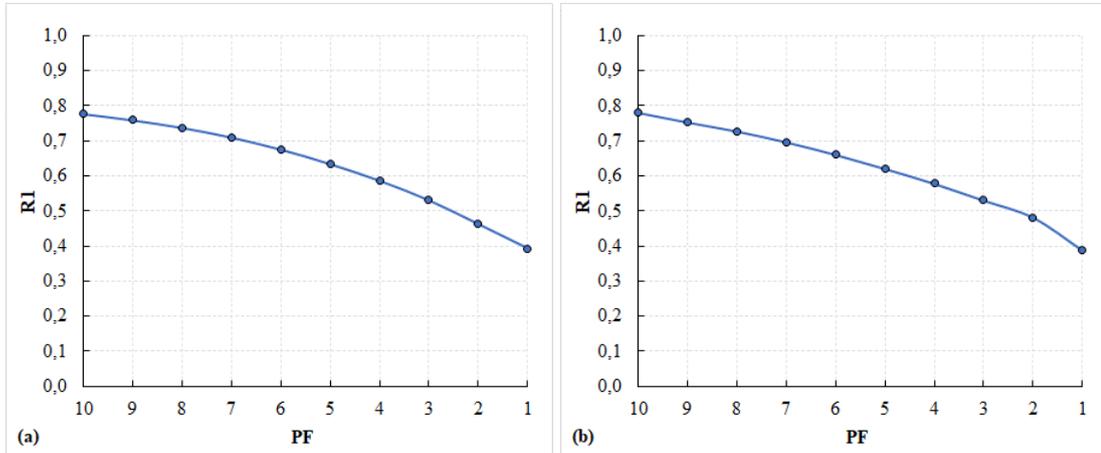


Figura 5.20 – Resultados da relação de R1 com o fator PF para a simulação 1/10 (a) e 3/10 (b).

Atenta-se para o comportamento semelhante aos obtidos pela pesquisa de Shukla e Datta, 1999, onde o valor de R1 (deslocamento), diminui de forma igual conforme a redução do fator PF. A Figura 5.21 demonstra um resultado ainda melhor obtido por outra simulação.

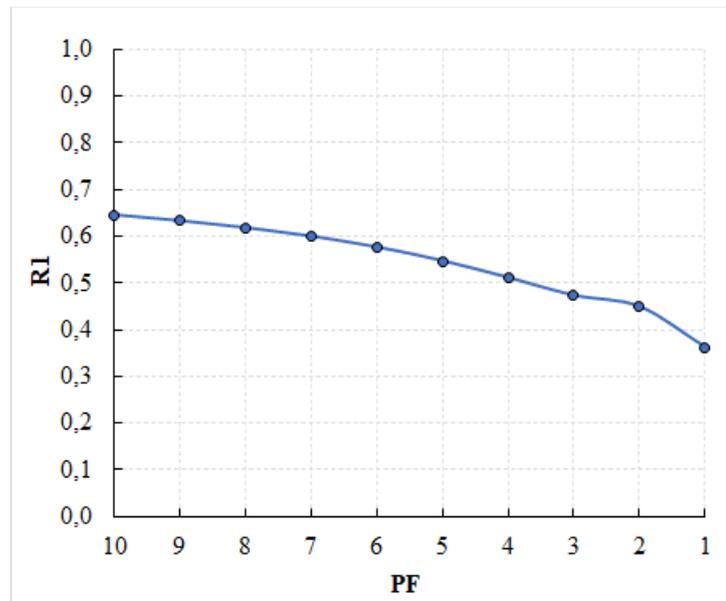


Figura 5.21 – Resultados da relação de R1 com o fator PF para a simulação 10/10.

Observando os gráficos obtidos na presente dissertação, fica evidente a semelhança com os valores de R1 frente as variações de PF conforme os valores obtidos por Shukla e Datta,

1999. Sendo assim, pode-se considerar validada a rotina de cálculo da resposta dinâmica com amortecedores viscoelásticos instalados.

Também foi utilizado o gráfico de relação do valor  $R_2$  (*inter-story drift*) definido por Shukla e Datta, 1999, através da Figura 5.22 para verificar a efetividade da modelagem, como uma contraprova para a análise já desenvolvida.

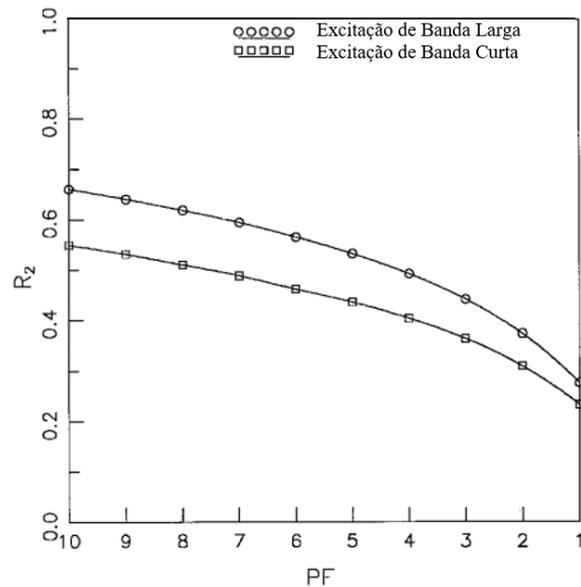


Figura 5.22 – Resultados do  $R_2$  (*inter-story drift*) com o aumento do fator PF [Shukla e Datta, 1999].

Portanto, utilizando as mesmas excitações das simulações 1 e 3 já apresentadas anteriormente, foi obtido os valores demonstrados na Figura 5.23.

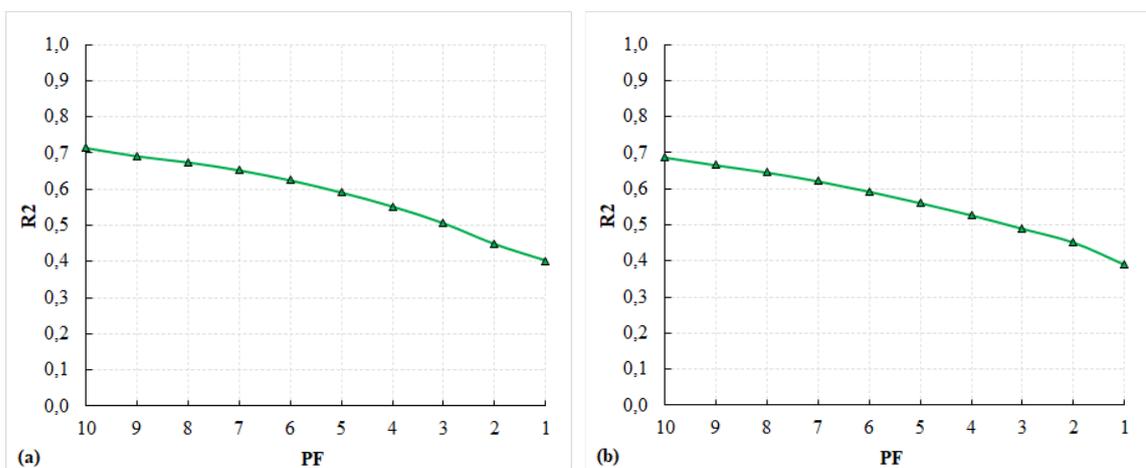


Figura 5.23 – Resultados da relação de  $R_2$  com o fator PF para a simulação 1/10 (a) e 3/10 (b).

Novamente supõe-se que o código apresenta estabilidade e a correta modelagem dos amortecedores viscoelásticos, frente aos resultados semelhantes da pesquisa utilizada para validação. Também, da mesma forma que para o deslocamento, foi obtido valores ainda melhores para a décima simulação, como pode ser visto na Figura 5.24.

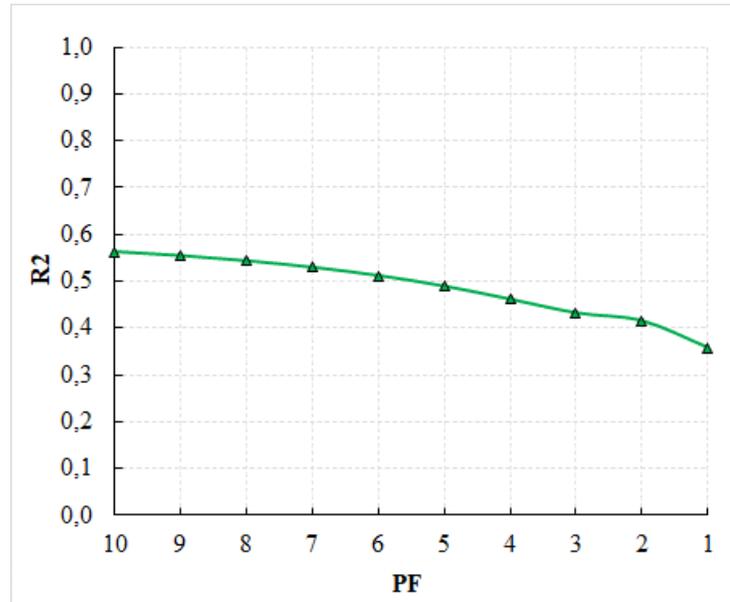


Figura 5.24 – Resultados da relação de R2 com o fator PF para a simulação 10/10.

Como pode ser visto nas representações gráficas das relações entre os valores de “R” com o fator PF, a implementação dos amortecedores viscoelásticos apresenta estabilidade e correta modelagem matemática de acordo com o modelo escolhido, o modelo de Kelvin. Vale ressaltar que a pesquisa de Shukla e Datta, 1999, utiliza o modelo linear-histerético para modelagem dos amortecedores viscoelásticos, bem como utiliza o domínio de frequência para a análise dinâmica das estruturas, o que pode acarretar nessas diferenças de valores, pois diferentes variáveis são consideradas em cada tipo de modelagem.

Também, é possível assumir que toda rotina computacional elaborada está validada e pode ser utilizada, pois de acordo com as verificações realizadas e apresentadas no capítulo, o código apresenta estabilidade e precisão para resolver os sistemas dinâmicos, implementar amortecedores na estrutura e obter as respostas dinâmicas necessárias para avaliação da estrutura. Sendo assim, é possível iniciar a análise da estrutura determinada para implementação de amortecedores viscoelásticos e a otimização desses dispositivos.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após a validação de todas as rotinas computacionais desenvolvidas nesta dissertação, neste capítulo apresenta-se a utilização destas rotinas para a otimização de amortecedores viscoelásticos com o objetivo de minimizar a resposta dinâmica de edifícios submetidos a sismos artificiais. Para fins de ilustração, a metodologia proposta foi aplicada na estrutura definida nos capítulos anteriores com 8 pavimentos (Figura 4.2). Foram gerados 10 sismos artificiais através do espectro de Kanai-Tajimi (Figura 6.1), conforme descrito na seção 4.4, resultando, portanto, em 10 simulações para cada situação.

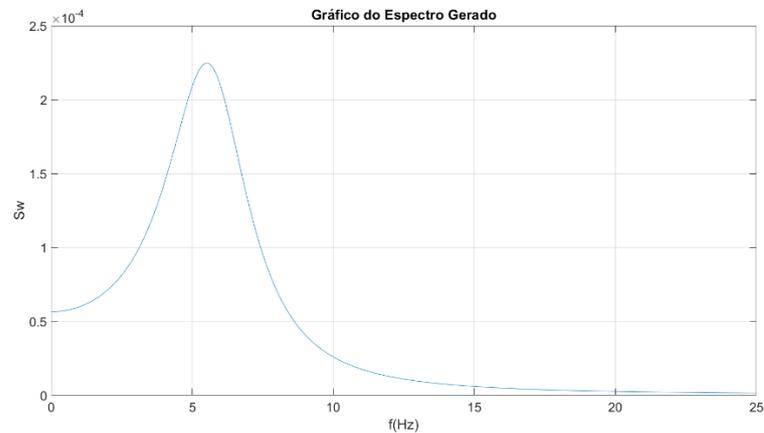


Figura 6.1 – Espectro de Kanai-Tajimi, 1961 e 1960.

Esse espectro é dado a partir de “ $S_w$ ”, ou seja, o sinal gerado pelo filtro, em função da frequência de excitação. Em seguida, ao aplicar o conversor de Shinozuka e Jan, 1972, obteve-se o gráfico de aceleração ilustrado na Figura 6.2.

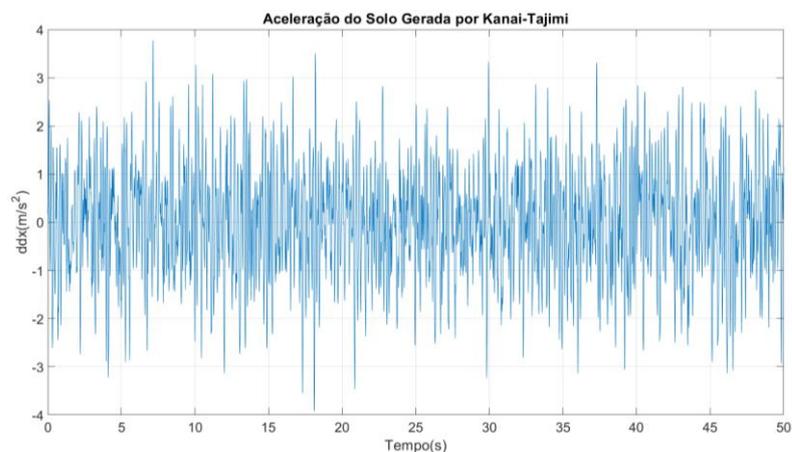


Figura 6.2 – Aceleração do solo em função do tempo.

Para cada simulação realizada foi gerado um novo acelerograma semelhante ao da Figura 6.2. Então, esta aceleração do solo gerada é usada como excitação externa para obtenção da resposta dinâmica do edifício. A forma de análise da estrutura de 8 pavimentos foi feita de três modos: inicialmente considerou-se a estrutura com as propriedades 1 (menor amortecimento e rigidez), em um segundo momento, considerou a estrutura com as propriedades 2 (maior amortecimento e rigidez) e, por fim, a análise da estrutura utilizando o fator PF definido por Shukla e Datta, 1999. As mudanças na forma de abordagem da otimização e no posicionamento dos amortecedores foi realizada de forma a analisar a influência na otimização. Assim, foi possível obter resultados consideráveis para análise da influência dos amortecedores viscoelásticos, bem como a otimização do posicionamento e rigidez equivalente.

### 6.1 Otimização de Amortecedores Viscoelásticos para o Edifício de 8 Andares (Propriedades 1)

Inicialmente é analisado o edifício de 8 andares considerando as propriedades 1 da Tabela 4.3, chamado de estrutura 1. Desta forma, a estrutura 1 possui as seguintes frequências naturais: 0,7286, 2,1609, 3,5197, 4,7586, 5,8354, 6,7136, 7,3631 e 7,7618 Hz. Como se pode observar, comparando as frequências naturais da estrutura 1 com o espectro de excitação (Figura 6.1, o qual foi obtido utilizando os parâmetros dados na Tabela 4.4 e na Tabela 4.6), percebe-se que esta estrutura possui frequências naturais dentro da faixa de frequências mais importante do espectro de excitação, portanto esta estrutura será bastante suscetível a vibrações causadas pelos sismos artificiais gerados com este espectro. Para a otimização dessa estrutura, utilizou-se como condições de contorno os limites inferior e superior para otimização da rigidez equivalente do amortecedor viscoelástico os valores da Tabela 6.1, os quais foram selecionados a partir de uma análise prévia visando abranger a faixa de resultados esperados e não influenciar a resposta. Adotou-se um critério de otimização local do *drift*, que considera a redução do *drift* total da estrutura durante a otimização.

Tabela 6.1 – Condições de contorno para otimização da estrutura 1.

<b>Limites</b>	<b>Rigidez Equivalente</b>
Inferior	100 kN/mm
Superior	1000 kN/mm

Esses valores definiram os limites onde os agentes de busca, as baleias, irão buscar uma solução ótima durante o *exploration/exploitation*, visando otimizar de localmente para cada posição onde os amortecedores serão instalados, guiados pelo WOA, visando minimizar o *inter-story drift*.

Foi possível atingir uma redução de mais de 90% do *inter-story drift* nos primeiros andares, com uma redução média do *drift* de todo edifício de cerca de 80%, como mostrado na Tabela 6.2 para uma das simulações realizadas.

Esses resultados foram atingidos a partir do posicionamento ótimo dos amortecedores viscoelásticos nos andares 1, 2, 3 e 4, definido pelo algoritmo de otimização. Para as análises apresentadas a seguir utilizou-se o “ $\omega_0$ ” definido na Equação 3.18 como um valor médio das condições de contorno (limites) da otimização.

Tabela 6.2 – Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 2/10 com “ $\omega_0$ ” médio.

Andar	<i>Inter-story Drift</i> (m)		
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	Redução
1	0,103961	0,002622	-97,48%
2	0,090410	0,004785	-94,71%
3	0,087070	0,006411	-92,64%
4	0,078294	0,005140	-93,44%
5	0,063092	0,017623	-72,07%
6	0,052211	0,016536	-68,33%
7	0,041898	0,012513	-70,13%
8	0,028586	0,008887	-68,91%
			82,21%

Esses valores obtidos como resposta dinâmica da estrutura em termos do deslocamento relativo entre as elevações inferior e superior de cada pavimento foram resultantes dos valores de rigidez equivalente dos amortecedores viscoelásticos apresentados na Tabela 6.3, os quais também foram otimizados pelo WOA e são constituintes de um vetor “ $P(a)$ ”.

Tabela 6.3 – Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 2/10 com “ $\omega_0$ ” médio.

Posição do Amortecedor	Rigidez Equivalente
P (1)	498,19 kN/mm
P (2)	225,91 kN/mm
P (3)	139,14 kN/mm
P (4)	172,10 kN/mm

É perceptível que os valores de rigidez equivalente foram elevados devido a busca do WOA pela redução máxima do *inter-story drift* dos pavimentos. Na Figura 6.3 é possível visualizar a redução do *drift* para 10 simulações realizadas comparando a estrutura com e sem a instalação dos amortecedores, tanto analisando separadamente cada andar, como também a soma dos andares. Fica evidente a elevada de redução do *drift*, sendo que os primeiros andares apresentam maior redução do que os outros devido ao posicionamento dos amortecedores.

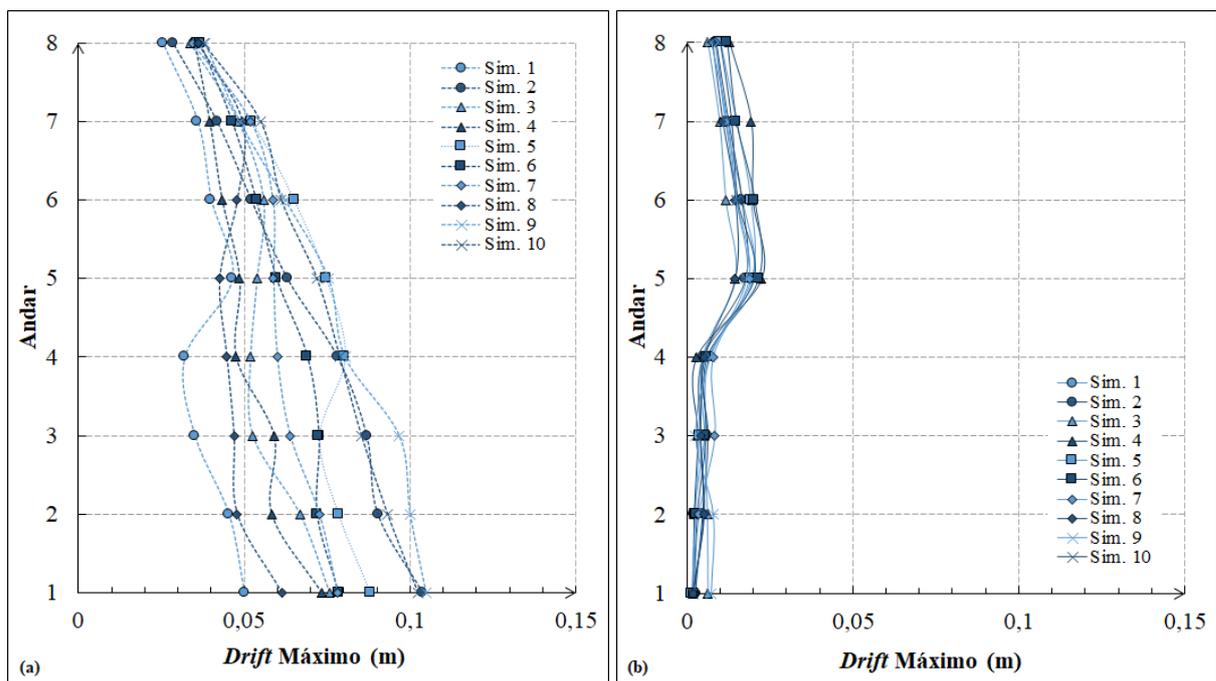


Figura 6.3 – Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado para “ $\omega_0$ ” médio.

Dentre as 10 simulações realizadas, selecionou-se um segundo resultado para apresentação e análise, sendo os respectivos valores apresentados na Tabela 6.4, a partir dos mesmos critérios estabelecidos, porém com um sismo aleatório distinto. Novamente, atingiu-se

uma redução de cerca de 90% do *inter-story drift* nos primeiros andares, com uma redução média do *drift* de todo edifício de cerca de 80%. Assim, considera-se que os valores foram semelhantes à simulação anterior.

Tabela 6.4 – Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 8/10 com “ $\omega_0$ ” médio.

Andar	<i>Inter-story Drift</i> (m)		
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	Redução
1	0,061502	0,001815	-97,05%
2	0,047922	0,005197	-89,16%
3	0,046936	0,004175	-91,11%
4	0,044783	0,005373	-88,00%
5	0,042567	0,014613	-65,67%
6	0,047881	0,014684	-69,33%
7	0,049540	0,010789	-78,22%
8	0,036041	0,007747	-78,51%
			82,13%

Por sua vez, os valores de rigidez equivalente para esse caso estão demonstrados na Tabela 6.5. Novamente, devido à aleatoriedade do sismo os valores foram distintos, mas estão na mesma ordem de grandeza que os da simulação anterior, sendo considerados coerentes.

Tabela 6.5 – Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 8/10 com “ $\omega_0$ ” médio.

Posição do Amortecedor	Rigidez Equivalente
P (1)	691,24 kN/mm
P (2)	191,93 kN/mm
P (3)	220,31 kN/mm
P (4)	136,94 kN/mm

É possível visualizar nas duas simulações apresentadas que o parâmetro de performance escolhido, o *inter-story drift*, apresentou uma boa redução, porém, nos andares superiores não houve uma redução considerável em comparação aos andares inferiores, pois é justamente nos andares inferiores que o *inter-story drift* é maior e foram nestes andares que os amortecedores foram instalados. Uma segunda análise foi realizada a partir da incorporação de uma rotina

computacional que define o valor de “ $\omega_0$ ” a cada iteração do algoritmo de otimização, diferentemente da primeira análise que utilizava o “ $\omega_0$ ” médio conforme descrito anteriormente. Esses valores foram obtidos utilizando o “ $\omega_0$ ” definido na Equação 3.18 como um valor retroalimentado após a definição do valor da rigidez equivalente dado pelo algoritmo de otimização.

Assim, após o WOA definir as variáveis de projeto, a rotina computacional desenvolvida calcula o valor de “ $\omega_0$ ” e utiliza esse resultado na Equação 3.18 para determinação do amortecimento equivalente do amortecedor viscoelástico.

Dessa forma, a Tabela 6.6 apresenta o resultado da primeira simulação já apresentada considerando agora o valor de “ $\omega_0$ ” variável. Nesse caso, atingiu-se uma redução superior a 90% do *inter-story drift* nos primeiros andares, e uma redução média do *drift* de todo edifício de cerca de 80%.

Tabela 6.6 – Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 2/10 com “ $\omega_0$ ” variável.

Andar	<i>Inter-story Drift</i> (m)		
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	Redução
1	0,103961	0,002645	-97,46%
2	0,090410	0,004399	-95,13%
3	0,087070	0,006204	-92,88%
4	0,078294	0,005016	-93,59%
5	0,063092	0,017618	-72,08%
6	0,052211	0,016771	-67,88%
7	0,041898	0,012730	-69,62%
8	0,028586	0,008882	-68,93%
			82,19%

Esses valores foram obtidos a partir das variáveis de projeto estabelecidas pelo WOA, resultando nos valores de rigidez equivalente expostos na Tabela 6.7 para os quatro amortecedores. Nota-se que os valores obtidos e a tendência de resultado são semelhantes ao caso anterior, com rigidez maior para amortecedores posicionados em andares inferiores, os quais possuem um *inter-story drift* mais elevado antes da instalação dos amortecedores.

Tabela 6.7 – Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 2/10 com “ $\omega_0$ ” variável.

Posição do Amortecedor	Rigidez Equivalente
P (1)	493,66 kN/mm
P (2)	249,83 kN/mm
P (3)	147,99 kN/mm
P (4)	176,72 kN/mm

Nesse caso, também foram realizadas 10 simulações com sismos diferentes, sendo os resultados expostos na Figura 6.4. Verifica-se novamente que o objetivo da otimização dos amortecedores viscoelásticos foi alcançado, reduzindo consideravelmente o *inter-story drift*.

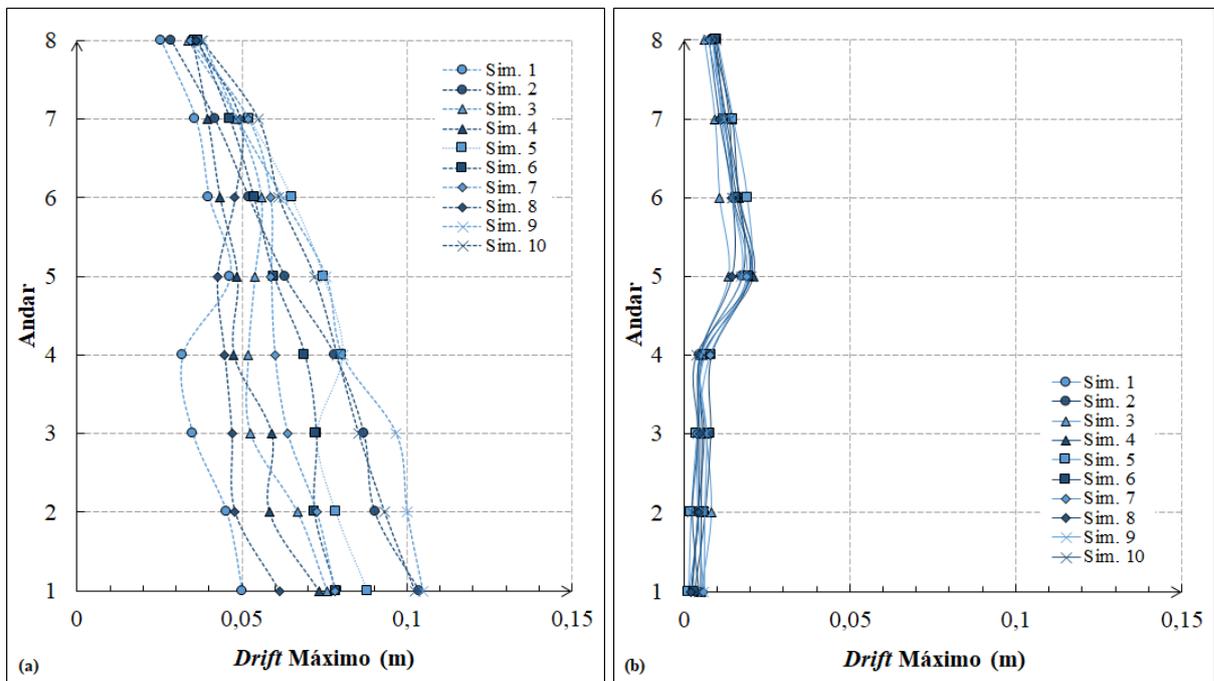


Figura 6.4 – Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado para “ $\omega_0$ ” variável.

Novamente, selecionou-se um segundo resultado para análise em detalhe dos valores obtidos, o qual está exposto na Tabela 6.8. Conforme esperado, os valores de redução de *inter-story drift* mantiveram-se na mesma faixa dos demais resultados, assim como os valores de rigidez equivalente demonstrados na Tabela 6.9.

Tabela 6.8 – Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 8/10 com “ $\omega_0$ ” variável.

Andar	<i>Inter-story Drift (m)</i>		
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	Redução
1	0,061502	0,002366	-96,15%
2	0,047922	0,004463	-90,69%
3	0,046936	0,004844	-89,68%
4	0,044783	0,004927	-89,00%
5	0,042567	0,014482	-65,98%
6	0,047881	0,014611	-69,49%
7	0,049540	0,010721	-78,36%
8	0,036041	0,007692	-78,66%
			82,25%

Tabela 6.9 – Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 8/10 com “ $\omega_0$ ” variável.

Posição do Amortecedor	Rigidez Equivalente
P (1)	517,82 kN/mm
P (2)	227,74 kN/mm
P (3)	182,04 kN/mm
P (4)	151,13 kN/mm

Analisando os resultados, verifica-se que o *inter-story drift* nos andares acima dos pavimentos onde foram instalados os amortecedores apresentam uma redução menor, mesmo utilizando a segunda solução de retroalimentar a frequência amortecida.

Essa técnica apenas deixou os resultados mais realistas visto que considera a variação do “ $\omega_0$ ” ao longo das iterações. Entretanto, verifica-se que pela semelhança de resultados, a utilização de um “ $\omega_0$ ” médio mostra-se satisfatória e diminui o gasto computacional para casos em que essa situação seja um limitante.

Assim, fica evidente que a alteração dos valores obtidos como resposta de acordo com a utilização do “ $\omega_0$ ” médio e variável, principalmente analisando graficamente, são baixíssimas, porém não irrelevantes, pois a adoção do valor “ $\omega_0$ ” variável aproxima mais os valores da simulação com a utilização real.

Sendo assim, é possível assumir que, para casos onde se esteja trabalhando com mais graus de liberdade, mais andares e problemas mais complexos envolvendo amortecedores viscoelásticos, é possível utilizar o valor de “ $\omega_0$ ” médio a partir dos valores estimados para a participação do amortecedor viscoelástico na rigidez da estrutura de forma a reduzir significativamente o custo computacional.

Outra análise importante trata da adequação da otimização com a norma. Os resultados para o *Inter-story drift* das duas simulações apresentadas considerando “ $\omega_0$ ” variável foram avaliados conforme os valores exigidos pela norma.

Assim, comparando os resultados da Tabela 6.6 com os resultados da norma determinados pela Tabela 4.7, é possível montar a Tabela 6.10, enquanto que comparando os resultados da Tabela 6.8 com a Tabela 4.7 resulta-se na Tabela 6.11.

Em ambas as tabelas foram demarcados os valores que estavam em desacordo com a norma NBR 15.421, 2006, sendo que os marcados em vermelho estão acima dos valores aceitáveis para categoria I, em amarelo os valores acima do limite para a categoria II e por fim em cinza os valores em desacordo com a categoria III.

Tabela 6.10 – Deslocamento relativo (*Inter-story drift*) da estrutura 1 antes e depois da instalação dos amortecedores para a simulação 2.

Deslocamento relativo (m)		
Andar	Estrutura Não-Amortecida	Estrutura Amortecida
1	0,103961	0,002645
2	0,090410	0,004399
3	0,087070	0,006204
4	0,078294	0,005016
5	0,063092	0,017618
6	0,052211	0,016771
7	0,041898	0,012730
8	0,028586	0,008882

Nota-se através da Tabela 6.10 que somente o deslocamento relativo do oitavo andar não estava em desacordo com a norma para a estrutura sem amortecimento. Ainda, através dos

valores do *drift* amortecido é possível perceber que todos os novos resultados estão abaixo do critério estabelecido pela norma para categoria III.

Além disso, o valor mais alto do *drift* amortecido está aproximadamente 50% abaixo do critério estabelecido na norma para categoria III de estrutura. Dessa forma, a otimização resultou em uma adequação da estrutura frente aos valores definidos pela norma, para qualquer categoria de estrutura.

Já para a segunda simulação, através da Tabela 6.11 nota-se que todos os valores da estrutura sem amortecimento estavam em desacordo com a norma, e, ao ser instalado os amortecedores otimizados, todos os andares passaram a ter respostas de, no mínimo, 50% abaixo do valor estabelecido pela NBR 15.421, 2006, para estruturas de categoria III, da mesma forma dos valores obtidos na simulação anterior.

Tabela 6.11 – Deslocamento relativo (*Inter-story drift*) da estrutura 1 antes e depois da instalação dos amortecedores para a simulação 8.

<b>Deslocamento relativo (m)</b>		
<b>Andar</b>	<b>Estrutura Não-Amortecida</b>	<b>Estrutura Amortecida</b>
1	0,061502	0,002366
2	0,047922	0,004463
3	0,046936	0,004844
4	0,044783	0,004927
5	0,042567	0,014482
6	0,047881	0,014611
7	0,049540	0,010721
8	0,036041	0,007692

Com base nos resultados da Figura 6.4b, elaborou-se um gráfico considerando uma linha de tendência que represente o comportamento da redução do *inter-story drift* para cada pavimento da estrutura, conforme ilustrado na Figura 6.5. Essa tendência possibilitou analisar se esse comportamento se mantém na análise da estrutura 2, detalhada no próximo item.

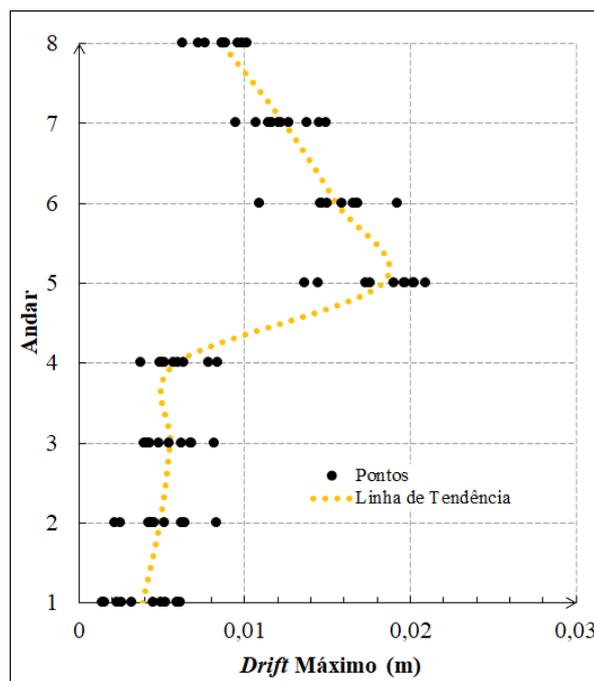


Figura 6.5 – Tendência dos resultados de 10 simulações na estrutura 1.

De forma geral, ressalta-se a excelente contribuição dos amortecedores viscoelásticos para a mitigação do efeito sísmico na estrutura, alcançando resultados satisfatórios em relação à otimização e redução dos deslocamentos. Entretanto, verifica-se a possibilidade de melhoria, pois supõe-se que os amortecedores estejam sendo projetados com rigidez equivalente exagerada, visto que a otimização buscou reduzir ao máximo os valores do critério de performance localmente. Sendo assim, essa análise será explorada nos itens subsequentes.

## 6.2 Otimização de Amortecedores Viscoelásticos para o Edifício de 8 Andares (Propriedades 2)

Nesta etapa o edifício de 8 andares é novamente analisado, porém considerando as propriedades 2 da Tabela 4.3, chamado de estrutura 2. Desta forma, a estrutura 2 possui as seguintes frequências naturais: 1,1101, 3,2924, 5,3627, 7,2503, 8,8910, 10,2289, 11,2186 e 11,8261 Hz. Esta estrutura possui frequências naturais mais altas (pouco mais afastadas da região crítica do espectro de excitação) e também amortecimento próprio mais elevado do que a estrutura 1, fato que pode contribuir para a redução da amplitude de vibração da estrutura 2 submetida aos sismos gerados com o espectro da Figura 6.1.

Da mesma forma que na análise da estrutura 1, foram definidas as duas condições de contorno (limites inferior e superior das variáveis de projeto), que segundo o modelo de Kelvin

esta restrição é dada pela rigidez de uma mola conforme a Tabela 6.12. Novamente, adotaram-se quatro amortecedores, restringindo a utilização de apenas um amortecedor por andar na otimização. Além disso, para essa estrutura adotou-se diretamente o valor de “ $\omega_0$ ” variável nas análises, devido a sua maior representatividade conforme explicado na seção 6.1.

Tabela 6.12 – Condições de contorno para otimização da estrutura 2.

<b>Limites</b>	<b>Rigidez Equivalente</b>
Inferior	300 kN/mm
Superior	6000 kN/mm

Verifica-se que esses valores são elevados se comparados com as condições de contorno utilizadas na estrutura 1, o que pode ser explicado pelo aumento nas propriedades da estrutura, o que diminui a efetividade de amortecedores com forças atuantes baixas. Com esses valores, atingiu-se uma redução de quase 90% do *drift* nos primeiros andares, com uma redução média do *drift* de todo edifício de cerca de 60%, como mostrado na Tabela 6.13.

Tabela 6.13 – Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 3/10.

<b>Andar</b>	<b>Inter-story Drift (m)</b>		
	<b>Sem Amortecimento</b>	<b>Com Amortecimento</b>	<b>Redução</b>
1	0,023950	0,000753	-96,86%
2	0,022419	0,001448	-93,54%
3	0,019512	0,002921	-85,03%
4	0,015856	0,004617	-70,88%
5	0,013352	0,007955	-40,42%
6	0,011464	0,007007	-38,88%
7	0,008633	0,005243	-39,27%
8	0,004674	0,002979	-36,26%
			63%

Percebe-se que para a estrutura 2, na qual os valores de deslocamento e *drift* são menores, a efetividade dos amortecedores viscoelásticos é reduzida se comparada com a estrutura 1. Ressalta-se que os sismos utilizados para a análise da estrutura 2 foram os mesmos utilizados para a estrutura 1. A provável explicação para os menores valores de amplitudes de vibração para a estrutura 2 em relação à estrutura 1 é devido ao amortecimento próprio da

estrutura 2 ser maior e também pelas frequências naturais serem mais elevadas em relação à estrutura 1 e algumas delas estarem fora da região de maior amplificação.

Analisando os resultados da Tabela 6.13 percebe-se que os valores de *inter-story drift* estão abaixo do limite recomendado pela NBR 15.421, 2006, não havendo necessidade de amortecedores. Para essa simulação, foram obtidos os valores apresentados na Tabela 6.14 para o vetor de projeto com as rigidezes equivalentes resultantes para os quatro amortecedores. Novamente, nota-se um aumento considerável em relação à estrutura 1, apesar de os posicionamentos terem sido os mesmos (andares 1, 2, 3 e 4).

Tabela 6.14 – Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 3/10.

<b>Posição do Amortecedor</b>	<b>Rigidez Equivalente</b>
P (1)	4652,22 kN/mm
P (2)	2055,67 kN/mm
P (3)	771,95 kN/mm
P (4)	307,76 kN/mm

Avaliando a Tabela 6.14 supõe-se que o aumento de forças foi condizente com a redução do *drift*, pois são necessárias forças de amortecimento muito maiores para obter bons resultados quanto a mitigação da resposta proveniente da excitação de um edifício com relação rigidez/massa maior. Um segundo resultado dentre as 10 simulações realizadas pode ser consultado na Tabela 6.16 (*inter-story drift*) e na Tabela 6.15 (rigidez equivalente). Apesar de os valores das variáveis de projeto serem semelhantes à simulação anterior, da mesma forma que na análise da estrutura 1, esses valores variam bastante entre as simulações, de acordo com o sismo, que é gerado aleatoriamente através da rotina computacional desenvolvida. Nesse sentido, os resultados podem ser considerados próximos e satisfatórios entre si.

Tabela 6.15 – Rigidez equivalente e posições dos amortecedores para a simulação 4/10.

<b>Posição do Amortecedor</b>	<b>Rigidez Equivalente</b>
P (1)	3024,26 kN/mm
P (2)	841,70 kN/mm
P (3)	397,51 kN/mm
P (4)	364,74 kN/mm

Tabela 6.16 – Comparação das respostas após instalação dos amortecedores para a simulação 4/10.

Andar	<i>Inter-story Drift</i> (m)		
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	Redução
1	0,029646	0,001115	-96,24%
2	0,028552	0,002910	-89,81%
3	0,026530	0,004541	-82,88%
4	0,023674	0,004363	-81,57%
5	0,020258	0,007995	-60,54%
6	0,016255	0,006530	-59,83%
7	0,011521	0,005422	-52,94%
8	0,006023	0,003255	-45,95%
			71%

Finalmente, na Figura 6.6 é possível analisar o *inter-story drift* dos andares correspondente a 10 simulações realizadas com e sem o uso e otimização dos amortecedores. Ressalta-se a similaridade dos resultados e a tendência dos mesmos com a análise da seção 6.1 da estrutura 1.

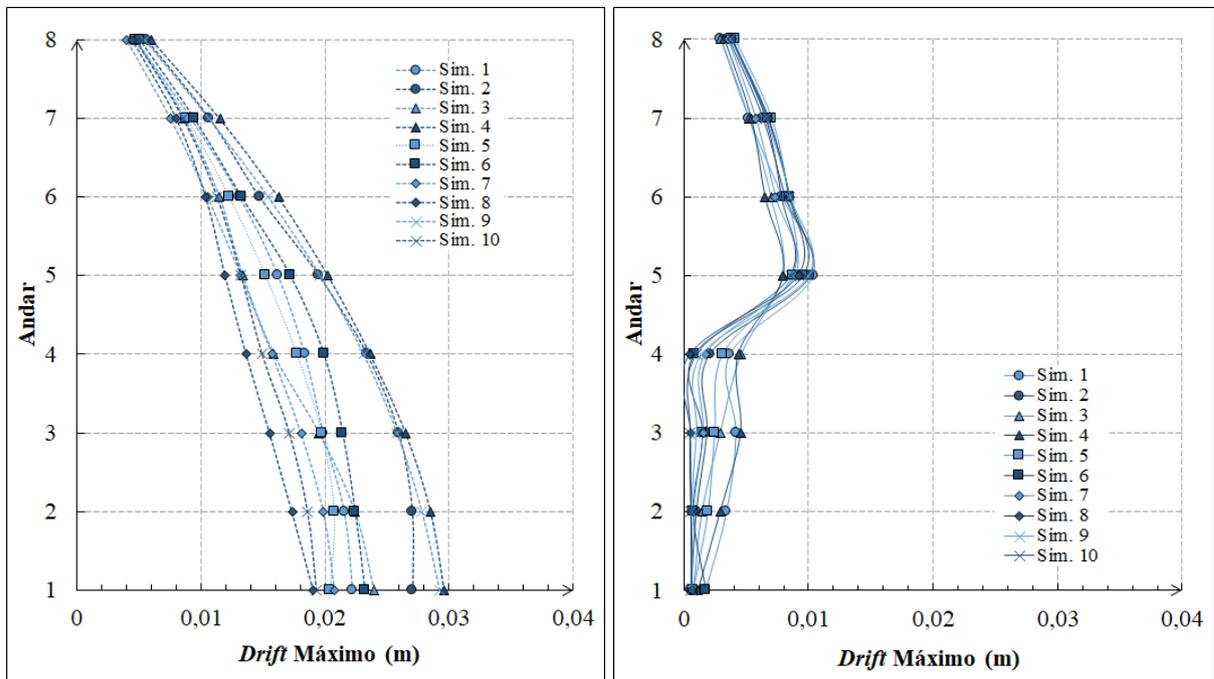


Figura 6.6 – Comparação de 10 simulações da estrutura 2 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado.

Novamente visualiza-se a diferença de redução da resposta dinâmica da estrutura dos primeiros andares quando comparado aos andares superiores sem amortecedores instalados. Porém, dessa vez os valores das forças de amortecimento (rigidez e amortecimento equivalente) foram extremamente altos, para reduzir consideravelmente o *drift*.

Vale mencionar que não há um parâmetro de critério de parada do sistema, ou seja, será otimizado o máximo possível. Dessa forma foi gerado um gráfico para análise da tendência dos valores do *inter-story drift* a partir da otimização dos amortecedores, como pode ser visto na Figura 6.7.

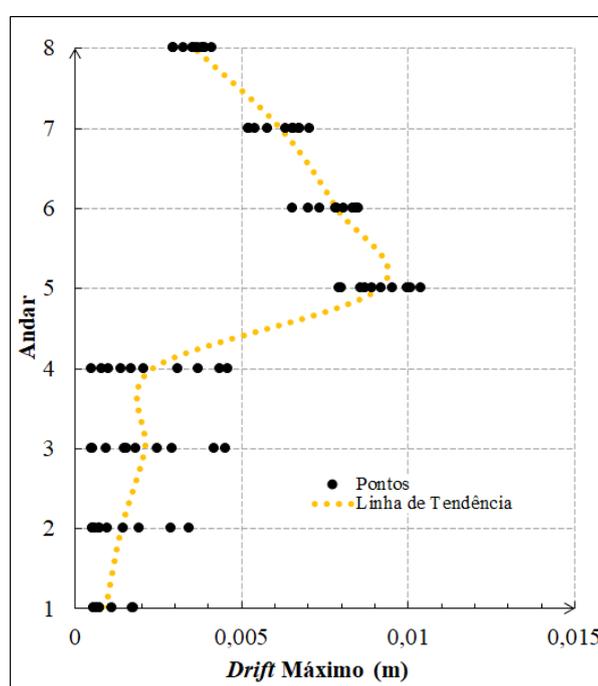


Figura 6.7 – Tendência dos resultados de 10 simulações na estrutura 2.

A partir da Figura 6.7 é possível assumir que a estabilidade do código está satisfatória, pois a resposta dinâmica da estrutura após a otimização dos amortecedores viscoelásticos apresentou a mesma linha de tendência, apenas com uma diferença proporcional de valores, o que reflete a mudança nas propriedades da estrutura. Também, a otimização apresentou resultados extremamente estáveis, pois nas duas análises, com diferentes propriedades, o WOA resultou em valores apropriados para o sismo em análise em cada simulação, com algumas simulações afastadas da tendência. Porém, como apontado em Heidari et al., 2020, Abdel-Basset et al., 2018, e Mafarja e Mirjalili, 2017, o WOA apresenta em alguns casos um comportamento de convergência precoce, ou seja, os agentes de busca convergem muito rápido para uma região, dentro dos limites estabelecidos, que pode não ser a solução ótima global.

Esse problema já foi apontado em diversas pesquisas e pode ser solucionado utilizando a hibridização, assunto esse que já foi abordado nesse mesmo trabalho.

Sendo assim, é possível identificar na Figura 6.8 que em alguns casos de otimização o WOA migrou de forma brusca para uma solução, que se supõe ser a ótima, porém localmente. Portanto, pode ser que algumas simulações que tem respostas longe da linha de tendência da otimização possam ter sido afetadas por esse fenômeno, chamado de *drawback*. Já na Figura 6.9 é possível visualizar uma forma de convergência típica do algoritmo, onde inicialmente, nas primeiras iterações, é feita uma otimização maior devida às buscas locais do algoritmo, e durante a parte final, da metade para o fim das iterações do algoritmo, ele permanece estável.

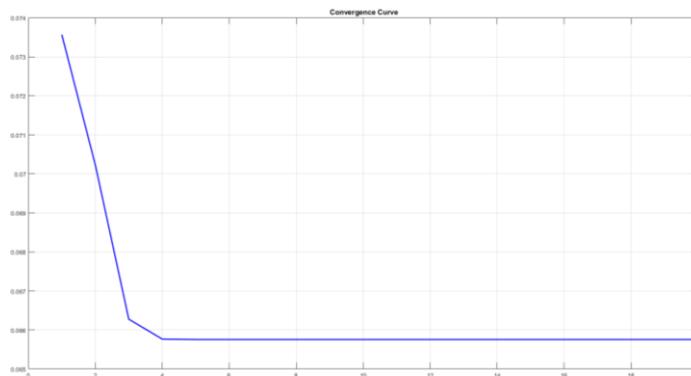


Figura 6.8 – Exemplo de *Drawback* de convergência do WOA.

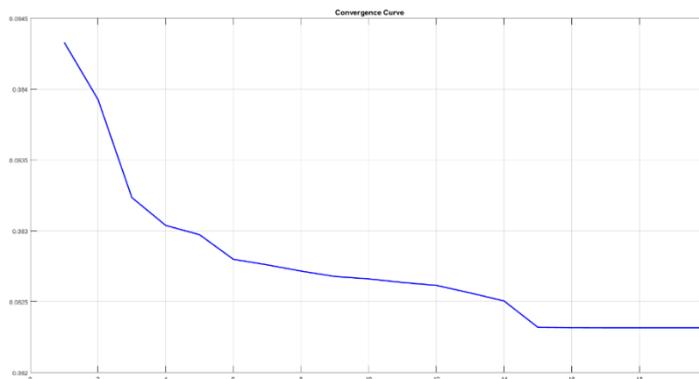


Figura 6.9 – Exemplo de Convergência padrão na utilização do WOA.

### 6.3 Utilização do Fator PF

Para avaliar o problema da baixa otimização do *drift* nos andares superiores, utilizou-se o fator PF elaborado por Shukla e Datta, 1999, para definição da rigidez equivalente (energia armazenada de forma elástica) do amortecedor viscoelástico, a partir da rigidez da estrutura. A pesquisa feita pelos autores definiu uma faixa de otimização a partir do fator PF, como mostrado

na Figura 5.17 e na Figura 5.22. Ao utilizar a função objetivo como a minimização total do *inter-story drift*, os valores da otimização para a rigidez equivalente ficaram superiores aos definidos pelo Fator PF. Dessa forma, foram feitos alguns testes, avaliando a eficácia desse fator na estrutura 1 e estrutura 2, e avaliando a aproximação de um “limite” de otimização, em que o aumento da energia armazenada pelo amortecedor viscoelástico se torna ineficaz, pois diminui o *drift* dos andares onde os amortecedores foram instalados e aumenta o *drift* em outros andares. Assim, foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 6.17 ao adotar um fator PF igual 4 para a estrutura 1, utilizando quatro amortecedores nas posições ótimas já definidas anteriormente, conforme sugerido pelos autores, atingindo-se uma redução de cerca de 85% do *drift* nos primeiros andares, e uma redução média do *drift* de todo edifício de cerca de 80%.

Tabela 6.17 – *Inter-Story Drift* da estrutura 1 com amortecedores viscoelásticos correspondentes ao fator PF = 4 para a simulação 2.

Andar	<i>Inter-story Drift</i> (m)		
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	Redução
1	0,103961	0,013965	-86,57%
2	0,090410	0,012757	-85,89%
3	0,087070	0,011959	-86,27%
4	0,078294	0,011012	-85,94%
5	0,063092	0,015375	-75,63%
6	0,052211	0,014410	-72,40%
7	0,041898	0,012291	-70,66%
8	0,028586	0,007001	-75,51%
			79,86%

Também foram aplicados outros fatores PF a fim de avaliar o desempenho da estrutura. A Tabela 6.18 compara *Inter-Story Drift* considerando a estrutura 1 sem amortecimento, com “ $\omega_0$ ” médio, “ $\omega_0$ ” variável e assumindo PF de 3, 4 e 5 (igual, acima e abaixo do ótimo sugerido como 4) que correspondem respectivamente a rigidez equivalente de 53,3 kN/mm, 40 kN/mm, e 32 kN/mm.

Verifica-se que para todos os casos com amortecimento houve uma redução considerável do valor do *drift* que permitiu atender ao requisito da norma para que respeite as três categorias de edifícios. Além disso, os modelos com PF apresentaram maior redução de *drift* máximo ao serem comparados com a otimização inicial. Em complemento, analisando os

três valores de PF adotados, constata-se que o menor valor foi obtido para o  $PF = 4$ , comprovando ser o fator ótimo para essa pesquisa.

Tabela 6.18 – Comparação do *Inter-Story Drift* máximo da estrutura 1 com os diferentes modelos para a simulação 2.

Modelo	<i>Inter-story Drift</i> (m)	
	Norma	Simulação
Sem Amortecimento	0,0300	0,1040
Modelo “ $\omega_0$ ” Variável	0,0300	0,0176
Modelo “ $\omega_0$ ” Médio	0,0300	0,0176
Modelo $PF = 5$	0,0300	0,0163
Modelo $PF = 4$	0,0300	0,0154
Modelo $PF = 3$	0,0300	0,0158

É possível analisar a influência do fator PF na estrutura ao variar seus valores de 0,5 até 7, como demonstra a Figura 6.10 em comparação com os resultados da otimização realizada inicialmente sem o uso do fator. Seguindo a tendência, verifica-se que o *drift* nos pavimentos diminuiu com o aumento da rigidez equivalente (redução do fator PF), porém ao diminuir consideravelmente o fator PF é possível visualizar a presença de uma curva de otimização para os valores do *drift* máximo dos andares superiores, onde não existem amortecedores instalados, o que foi investigado utilizando o fator PF para a otimização.

Dessa maneira, é possível perceber que ao diminuir o fator PF, ou seja, aumentando a rigidez equivalente dos amortecedores viscoelásticos, o *drift* máximo nos andares superiores, sem dissipadores instalados, tende a aumentar.

Nota-se a importância do fator PF para dimensionamento inicial da rigidez equivalente dos amortecedores viscoelásticos. A tendência das curvas mostra que existe um fator PF ótimo entre os valores de  $PF = 4$  e  $PF = 3$ , que foi definido por Shukla e Datta, 1999, como  $PF = 4$ , reduzindo o *drift* dos andares inferiores de maneira satisfatória sem aumentar o *drift* dos andares superiores.

Essa situação também é confirmada pela Figura 6.11 que demonstra a redução do *inter-Story drift* máximo na estrutura na utilização do fator  $PF = 4$ .

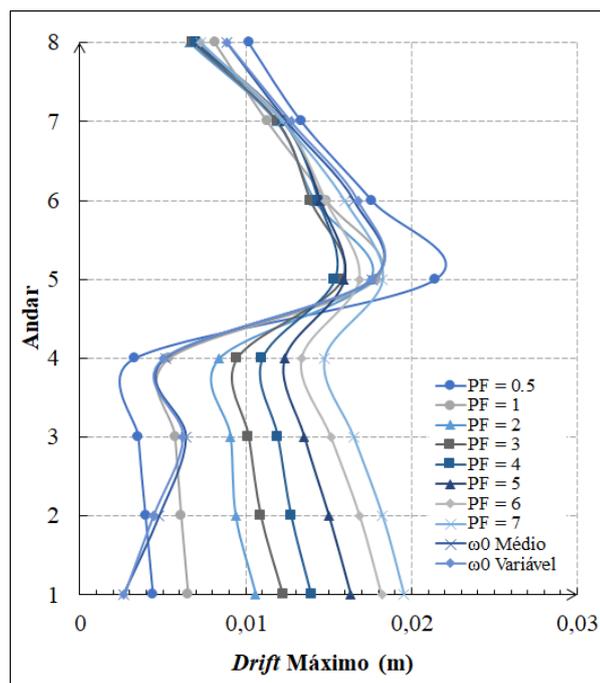


Figura 6.10 – Comparação entre o *drift* máximo para a otimização feita com “ $\omega_0$ ” médio e variável e o fator PF para a estrutura 1.

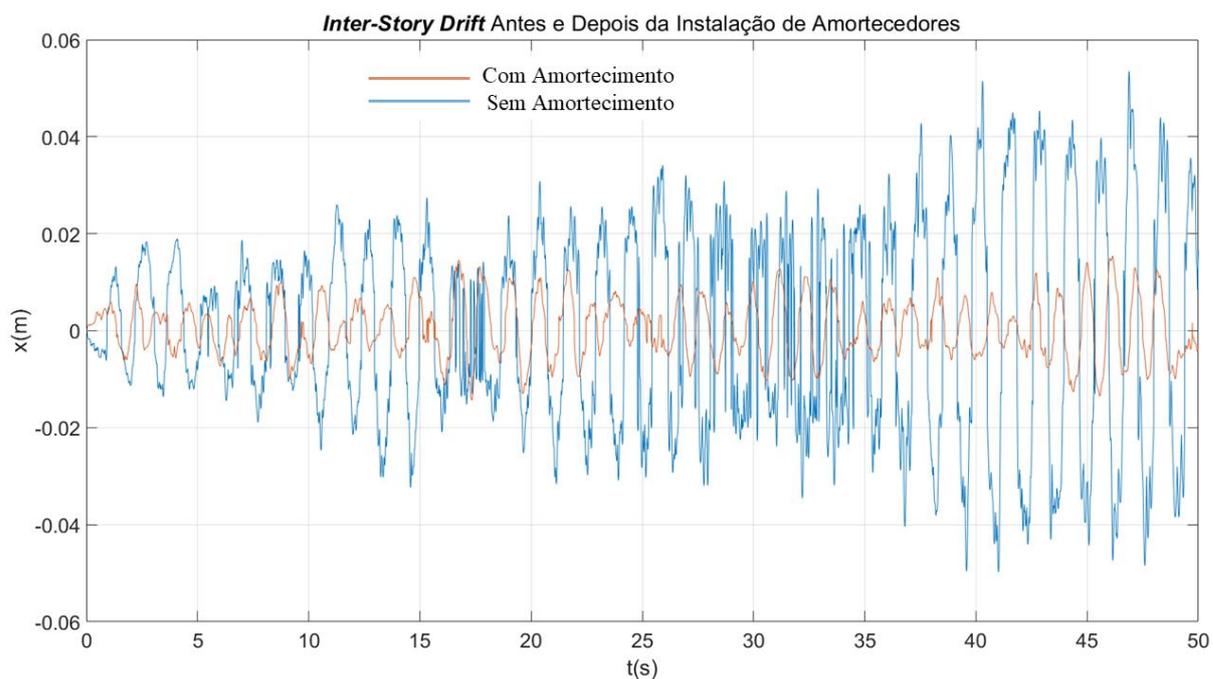


Figura 6.11 – Redução do *Inter-Story drift* máxima na estrutura 1 após a utilização do fator PF = 4 proposto por Shukla e Datta, 1999.

A otimização chegou em bons valores do *drift* total, porém obteve resultados ruins para os andares superiores, o que pode ser solucionado adicionando mais amortecedores viscoelásticos ou distribuindo-os melhor.

A análise da eficácia do fator PF também foi realizada para a estrutura 2 com relação rigidez/massa maior do que a estrutura 1. Assim, foram obtidos os resultados da Tabela 6.19 para uma simulação do fator PF = 4.

Nesse caso, atingiu-se uma redução de cerca de 65% do *drift* nos primeiros andares, e uma redução média do *drift* de todo edifício de cerca de 51%, condizente com as análises já realizadas que confirmam a menor eficiência da otimização para a estrutura 2.

Tabela 6.19 – *Inter-Story Drift* da estrutura 2 com amortecedores viscoelásticos correspondentes ao fator PF = 4 da simulação 3.

Andar	<i>Inter-story Drift</i> (m)		
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	Redução
1	0,023950	0,008560	-64,26%
2	0,022419	0,007937	-64,60%
3	0,019512	0,007119	-63,52%
4	0,015856	0,006232	-60,70%
5	0,013352	0,009058	-32,16%
6	0,011464	0,007261	-36,66%
7	0,008633	0,004957	-42,58%
8	0,004674	0,002611	-44,13%
			51%

Assim, é possível utilizar valores diferentes para o fator PF para a obtenção de resultados suficientes para análise de seu comportamento em estruturas rígidas. A Figura 6.12 demonstra de forma eficaz que, novamente, o fator PF = 4 apresenta os melhores resultados para a redução das respostas da estrutura frente ao sismo, visto que a curva do gráfico é mais adequada, diminuindo o superdimensionamento dos amortecedores. Essa análise pode ser avaliada também levando em consideração a efetividade de um amortecedor em uma estrutura com propriedades mais adequadas à resistência sísmica, onde sua participação é menor.

Vale perceber também que os fatores PF = 1, PF = 2 e PF = 3 obtiveram resultados melhores que o fator PF = 4, porém, visto que a redução do *drift* nos primeiros andares se torna superdimensionada, como comprovado na análise anterior com a estrutura 1, não é necessário a utilização desses fatores.

Também, os valores obtidos seguem o mesmo padrão apresentado na Figura 6.10, ou seja, supõe-se que a tendência de redução do *inter-story drift* máximo é o mesmo, independentemente da rigidez da estrutura.

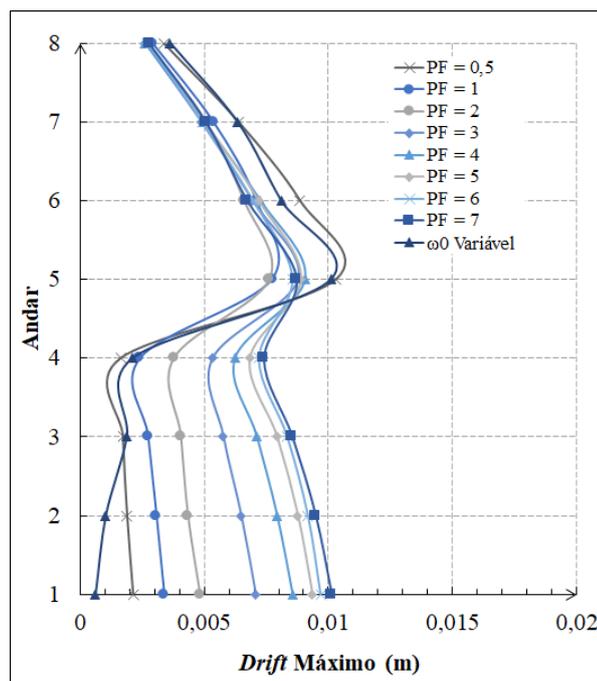


Figura 6.12 – Comparação entre o *drift* máximo para a otimização feita com “ $\omega_0$ ” variável e o fator PF para a estrutura 2.

Ainda, através da Figura 6.12, percebe-se que para a estrutura 2 pode ser necessário diminuir o fator PF. Isso pode permitir uma gama maior de análises de otimização de amortecedores viscoelásticos focados em otimizar o fator PF para obter o melhor valor possível para diferentes estruturas. Porém, a diminuição do valor PF influencia a estrutura da mesma forma que a otimização local do sistema, em que os andares inferiores, que tiveram os amortecedores instalados, apresentam redução de resposta considerável, enquanto que nos andares superiores a otimização apresentou resultados inferiores do que fatores PF onde a rigidez equivalente era menor do que a otimizada. Frente a isso, verifica-se a necessidade de analisar a otimização em formato global, em que as iterações do WOA devem verificar a diminuição da função objetivo de *drift* máximo em quaisquer pavimentos. Sendo assim, a rotina de otimização deve buscar diminuir o maior valor de *inter-story drift* obtido como resposta da estrutura na iteração anterior.

#### 6.4 Ajuste da Função Objetivo

Para visualizar a melhor obtenção de valores para a rigidez equivalente e o posicionamento ideal, bem como provar a efetividade do fator PF desenvolvido por Shukla e Datta, 1999, adaptou-se a função objetivo da rotina computacional e do algoritmo de otimização

para otimizar de forma global a efetividade dos amortecedores viscoelásticos. Inicialmente, os agentes de busca do algoritmo de otimização buscavam como função objetivo a redução do *inter-story drift* local da estrutura, ou seja, considerava-se a diminuição do *drift* para qualquer pavimento. A cada iteração, as baleias buscavam diminuir o *drift* de algum pavimento, de forma que a soma do *drift* dos pavimentos respeitasse a Equação 6.1.

$$drift(i) \leq drift(i - 1). \quad (6.1)$$

Onde “*drift(i)*” corresponde a soma do *drift* de todos os pavimentos para a iteração atual, sendo “*i-1*” a iteração anterior do algoritmo de otimização. Essa abordagem apresentou bons resultados, porém os amortecedores foram superdimensionados, atribuindo amortecimento e rigidez equivalente exageradamente, sendo excedente para o objetivo inicial da otimização: reduzir as respostas da estrutura adequando-a perante à norma. Utilizando os resultados do Fator PF em comparação com as otimizações anteriores, foi possível fazer com que a função objetivo do algoritmo de otimização mudasse a análise caso o *drift* máximo da estrutura começasse a aumentar e mantivesse a solução ótima alcançada caso os valores do *drift* dos pavimentos em análise fossem menores que o *drift* máximo da estrutura. Assim, a estrutura seria otimizada buscando utilizar o menor número possível de parâmetros de amortecimento para diminuir o máximo possível de *drift*, sem promover o superdimensionamento dos amortecedores para melhorar resultados pontuais. Ajustou-se as condições de contorno, utilizando como referência inicial os valores de PF já apresentados, resultando em limites demonstrados na Tabela 6.20.

Tabela 6.20 – Condições de contorno para otimização ajustada.

<b>Limites</b>	<b>Rigidez Equivalente</b>
Inferior	10 kN/mm
Superior	400 kN/mm

Dessa forma, os limites foram extrapolados para abranger uma área maior de soluções possíveis para o problema de otimização, onde a referência foi PF = 4 que resulta em uma rigidez equivalente de 40 kN/mm. Com esses valores, foi possível obter os resultados apresentados na Tabela 6.21 para uma das 10 simulações realizadas considerando as propriedades 1, denominada como estrutura 1. Nesse caso, atingiu-se uma redução de cerca de 75% do *drift* nos primeiros andares, e uma redução média do *drift* de todo edifício de cerca de 75%, mantendo uma redução geral mais próxima para todos os pavimentos da estrutura.

Tabela 6.21 – *Inter-Story Drift* da estrutura 1 com amortecedores viscoelásticos otimizados com ajuste da função objetivo para a simulação 4.

Andar	Inter-story Drift (m)		
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	Redução
1	0,073296	0,013826	-81,14%
2	0,058221	0,014119	-75,75%
3	0,058930	0,013663	-76,81%
4	0,047515	0,014048	-70,43%
5	0,048552	0,016284	-66,46%
6	0,043303	0,013832	-68,06%
7	0,039551	0,010494	-73,47%
8	0,034988	0,006056	-82,69%
			74,35%

É possível visualizar que com o ajuste da função objetivo foram obtidos resultados mais condizentes, apresentando uma redução do amortecimento semelhante para todos os andares. Os andares superiores apresentaram novamente uma menor redução devido a ausência de amortecedores nesses pavimentos, porém, com o ajuste da função objetivo, foi possível manter um padrão para todos os pavimentos, mantendo um limite de otimização homogêneo.

Para essa simulação, os resultados do posicionamento e da rigidez equivalente para cada amortecedor estão apresentados na Tabela 6.22. É visível a diferença entre os valores obtidos pela otimização para a rigidez equivalente do amortecedor quando comparado com os obtidos até então, na seção 6.1. Nota-se que a análise através do fator PF e o ajuste da função objetivo mantém a eficiência da otimização com a redução dos deslocamentos e ainda permite uma redução nos custos de projeto ao reduzir a rigidez equivalente necessária aos amortecedores viscoelásticos a serem instalados na estrutura.

Tabela 6.22 – Posicionamento otimizado e Rigidez Equivalente para a simulação 4 com função objetivo ajustada.

Posição do Amortecedor	Rigidez Equivalente
P (1)	55,3068 kN/mm
P (2)	47,1111 kN/mm
P (3)	40,6598 kN/mm
P (4)	23,3633 kN/mm

Para validar os resultados, apresenta-se na Tabela 6.23 os valores obtidos para uma segunda simulação dentre as 10 realizadas considerando a estrutura 1. Para essa simulação os resultados foram ainda melhores do que o resultado anterior, com uma redução média de 85% do *drift* nos primeiros andares, e uma redução do *drift* de todo edifício de cerca de 82%, mantendo novamente uma redução geral próxima entre todos os pavimentos da estrutura.

Tabela 6.23 – *Inter-Story Drift* da estrutura com amortecedores viscoelásticos otimizados com ajuste da função objetivo para a simulação 5.

Andar	Inter-story Drift (m)		
	Sem Amortecimento	Com Amortecimento	Redução
1	0,088019	0,009887	-88,77%
2	0,078378	0,014710	-81,23%
3	0,072669	0,013980	-80,76%
4	0,080408	0,013841	-82,79%
5	0,074697	0,015473	-79,29%
6	0,065068	0,013209	-79,70%
7	0,052293	0,009123	-82,55%
8	0,035772	0,005474	-84,70%
			82,47%

Associado a maior eficiência da otimização nesse caso, os valores de rigidez equivalente para os amortecedores também foram superiores, conforme pode ser visto na Tabela 6.25, em que os quatro amortecedores utilizados se mantiveram nos quatro primeiros andares.

Tabela 6.24 – Posicionamento otimizado e Rigidez Equivalente para a simulação 5 com função objetivo ajustada.

Posição do Amortecedor	Rigidez Equivalente
P (1)	81,0429 kN/mm
P (2)	34,0219 kN/mm
P (3)	33,3993 kN/mm
P (4)	26,1597 kN/mm

As simulações apresentadas representam os melhores resultados avaliando a redução proporcionada e os parâmetros do amortecedor dentre as 10 simulações realizadas utilizando a estrutura 1, para analisar a efetividade do ajuste da função objetivo, onde o resultado do *drift* máximo da estrutura de todas as simulações pode ser consultado na Figura 6.13.

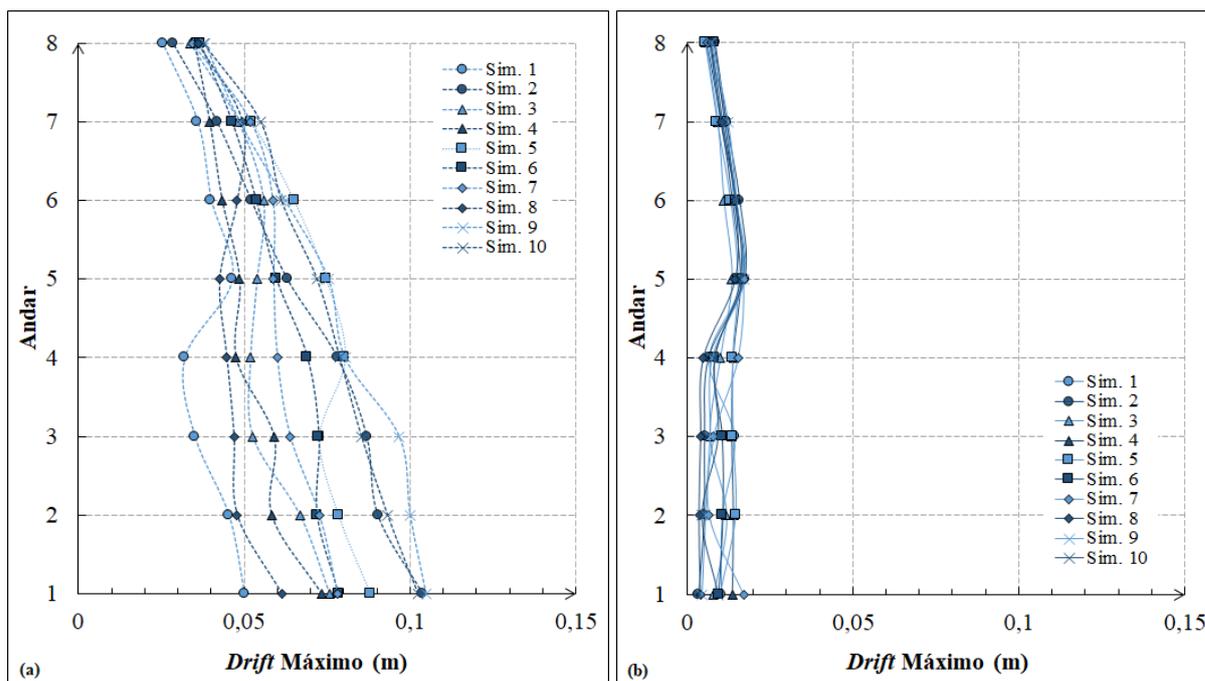


Figura 6.13 – Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado com ajuste da função objetivo.

Para melhor exemplificar a efetividade da adaptação da função objetivo, apresenta-se a Tabela 6.25, que demonstra de forma geral o valor máximo do *drift* para cada simulação, sendo comparado a otimização com o ajuste para a redução do *drift* global, a primeira otimização utilizando a redução do *drift* local (“ $\omega_0$ ” médio e variável) e dois fatores PF para referência dos valores de rigidez proposto por Shukla e Datta, 1999.

Tabela 6.25 – Comparação do *Inter-Story Drift* da estrutura 1 com diferentes métodos de otimização em 10 simulações diferentes.

Simulação	<i>Inter-story Drift</i> máximo (m)				
	VE Ajustado	VE Variável	VE Médio	PF = 4	PF = 3
1	<b>0,017211</b>	0,020180	0,019939	0,017777	0,017287
2	<b>0,017448</b>	0,017618	0,017623	0,015375	0,015843
3	<b>0,013502</b>	0,013654	0,014697	0,013047	0,013148
4	<b>0,016284</b>	0,020969	0,022518	0,016498	0,017837
5	<b>0,015473</b>	0,019678	0,019470	0,015417	0,015897
6	<b>0,016932</b>	0,019737	0,021736	0,018689	0,017241
7	<b>0,017191</b>	0,019028	0,018948	0,017911	0,016987
8	<b>0,014520</b>	0,014611	0,014684	0,016721	0,015854
9	<b>0,017279</b>	0,017344	0,017901	0,019101	0,018874
10	<b>0,016169</b>	0,020267	0,020203	0,017467	0,016922

De acordo com a Tabela 6.25 constata-se que o ajuste teve efeito positivo, pois os valores de deslocamento obtidos foram menores que os valores, até então, considerados ótimos. Também, é possível visualizar que os fatores PF utilizados para aproximar os valores de rigidez do material viscoelástico obtiveram resultados, em alguns casos, melhores que a otimização inicial. Semelhantemente ao que foi apresentado nas seções 6.1 e 6.2 representou-se graficamente a tendência dos valores obtidos com a otimização dos amortecedores viscoelásticos conforme a Figura 6.14.

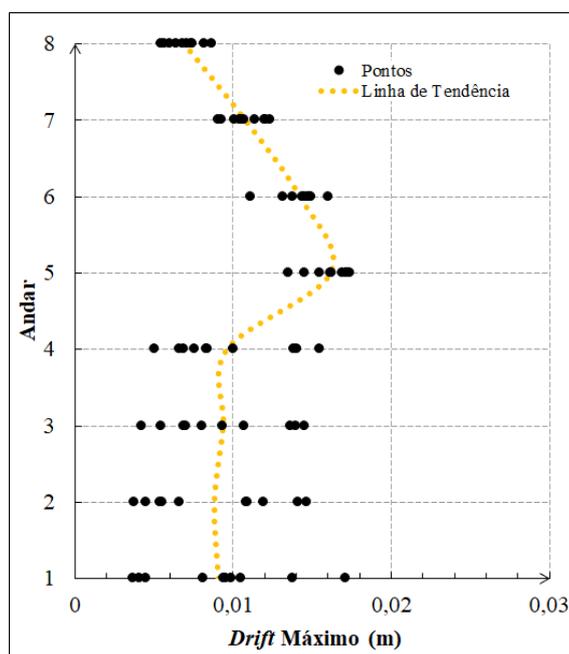


Figura 6.14 – Tendência dos resultados de 10 simulações na estrutura 1 utilizando o ajuste da função objetivo.

Supõe-se que a linha de tendência das respostas em termos de deslocamento relativo dos pavimentos obtidos através do ajuste da função objetivo tem maior proximidade do ideal, assumindo-se que os valores obtidos para esse vetor de projeto são satisfatórios. Ainda, ressalta-se a diminuição considerável das variáveis de projeto referentes aos parâmetros dos amortecedores, ou seja, a rigidez equivalente. Dessa forma, o ajuste na função objetivo foi essencial para a redução desses valores, o que melhora o fator custo x benefício dos amortecedores quanto ao seu projeto, facilitando a viabilidade do mesmo.

Da mesma forma que nas análises anteriores foi realizada a simulação da estrutura 2, obtendo o gráfico da Figura 6.15 que demonstra os resultados da redução do *inter-story drift* máximo da estrutura 2 para dez simulações realizadas.

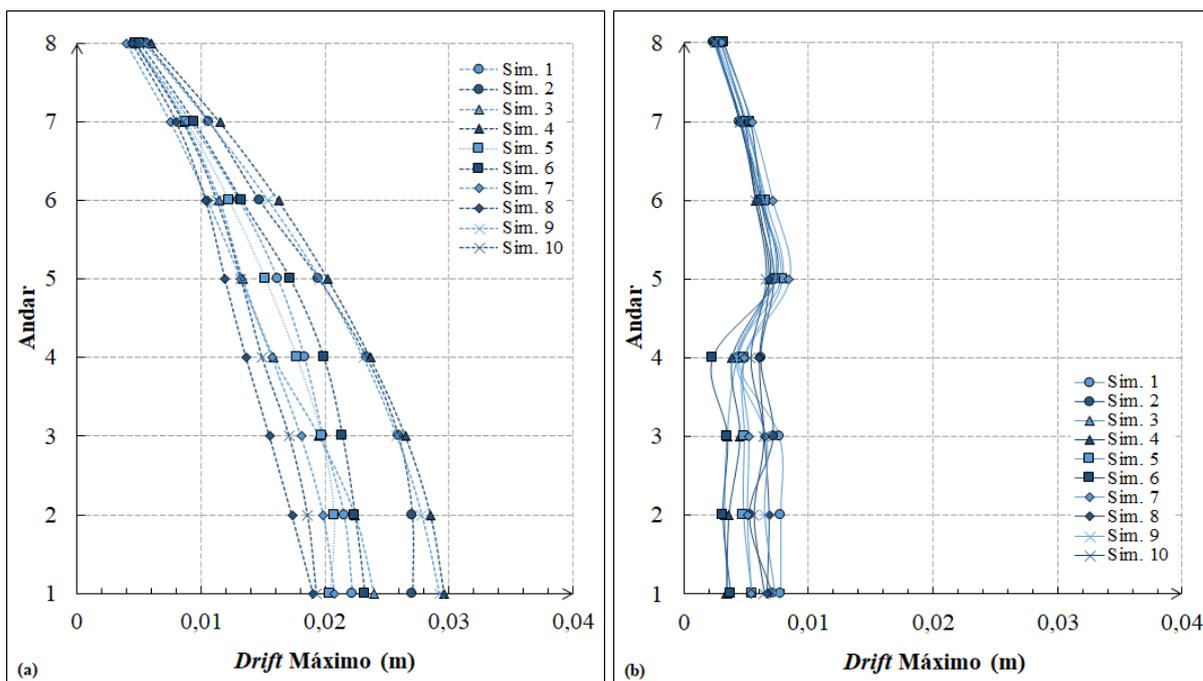


Figura 6.15 – Comparação de 10 simulações da estrutura 2 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado com ajuste da função objetivo.

Também são apresentados os valores das 10 simulações referentes a estrutura 2 em comparação com os outros métodos utilizados para a otimização dos amortecedores viscoelásticos por meio da Tabela 6.26. Novamente, confirma-se a eficiência do ajuste realizado com a redução considerável do *inter-story drift* máximo da estrutura.

Tabela 6.26 – Comparação do *Inter-Story Drift* da estrutura 2 com diferentes métodos de otimização em 10 simulações diferentes.

Simulação	<i>Inter-story Drift</i> máximo (m)			
	VE Ajustado	VE Ótimo	PF = 4	PF = 3
1	<b>0,007809</b>	0,010383	0,008361	0,007939
2	<b>0,007260</b>	0,010103	0,007755	0,008309
3	<b>0,006871</b>	0,007955	0,009058	0,008758
4	<b>0,006939</b>	0,007995	0,008253	0,007987
5	<b>0,007956</b>	0,008729	0,008752	0,008500
6	<b>0,007389</b>	0,009555	0,008465	0,008016
7	<b>0,008453</b>	0,008937	0,008749	0,008940
8	<b>0,006831</b>	0,009208	0,007416	0,007520
9	<b>0,007342</b>	0,010004	0,007869	0,007715
10	<b>0,006574</b>	0,008578	0,007317	0,007308

Com o intuito de comparar os dois tipos de estruturas analisados (com as propriedades 1 e 2) elaborou-se novamente um gráfico de tendência com os valores obtidos após a implementação dos amortecedores viscoelásticos na estrutura 2 utilizando a função ajustada. Esse gráfico pode ser visto na Figura 6.16, confirmando a semelhança entre a linha de tendência do *drift* máximo da estrutura 2 com o *drift* máximo obtido na análise da estrutura 1, disposto na Figura 6.14, sendo que tal similaridade já havia sido percebida antes do ajuste da função.

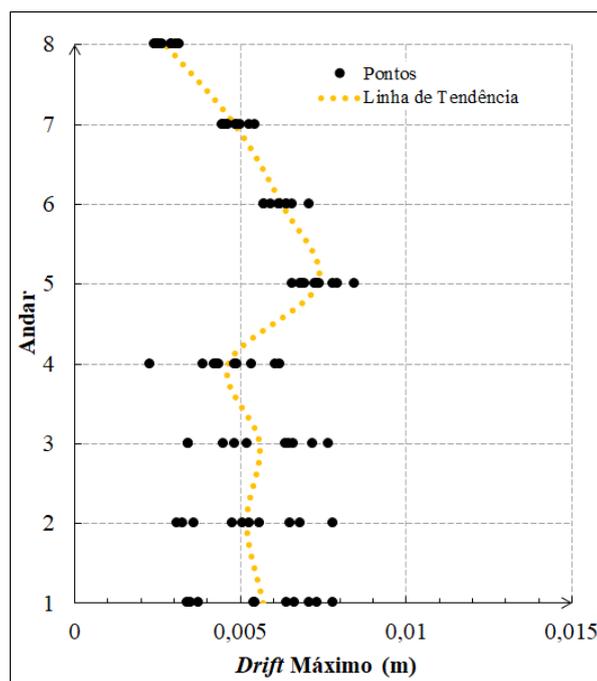


Figura 6.16 – Tendência dos resultados de 10 simulações na estrutura 2 utilizando o ajuste da função objetivo.

De maneira geral, avaliando os resultados obtidos na presente seção, evidencia-se a efetividade do ajuste da função objetivo para ambas as estruturas analisadas na presente dissertação, visto que a redução do *drift* máximo da estrutura como um todo apresentou resultados excelentes para as estruturas 1 e 2.

Comparando-se os gráficos da Figura 6.15 e Figura 6.6, assim como da Figura 6.13 e Figura 6.4 nota-se que os resultados do critério de performance afastaram-se consideravelmente de zero, o que representa um avanço importante para a utilização ótima desses dissipadores de energia, pois o comportamento encontrado durante a otimização inicial favorecia o superdimensionamento dos dispositivos para casos onde não havia necessidade de parâmetros de amortecimento tão altos.

## 6.5 Resultados Finais

Após ser constatado através do algoritmo de otimização que o posicionamento ideal para os amortecedores viscoelásticos na estrutura é para todos os casos nos primeiros quatro andares da estrutura, é possível refinar a otimização da rigidez equivalente de tais amortecedores viscoelásticos, considerando a estrutura 1. Essa modificação permite definir um valor final para a rigidez dos amortecedores viscoelásticos, de forma a facilitar o projeto de tais dispositivos e sua implementação prática.

Primeiramente foi feita a análise entre os parâmetros definidos pelo WOA para o amortecedor viscoelástico (rigidez equivalente) entre as duas análises desenvolvidas: a primeira otimização a partir da utilização da soma do *drift* máximo de cada pavimento e a segunda otimização ajustando a função objetivo com um critério de parada caso o *drift* máximo de algum pavimento aumentasse. Assim, originou-se a Tabela 6.27, que contempla a comparação entre as variáveis de projeto das duas análises desenvolvidas.

Tabela 6.27 – Comparação de rigidez equivalente entre métodos de análise da estrutura 1.

<b>Primeira Análise</b>	<b>Posição do Amortecedor</b>	<b>Segunda Análise</b>
517,82 kN/mm	P (1)	55,3068 kN/mm
227,74 kN/mm	P (2)	47,1111 kN/mm
182,04 kN/mm	P (3)	40,6598 kN/mm
151,13 kN/mm	P (4)	23,3633 kN/mm

Avaliando a Tabela 6.27 é possível visualizar que a rigidez média dos quatro amortecedores da primeira análise é de 269,69 kN/mm e, com o ajuste da função objetivo na segunda análise, a rigidez equivalente média dos amortecedores viscoelásticos resultou em 41,61 kN/mm. Analisando a relação entre esses valores é possível determinar que a rigidez equivalente da segunda análise é cerca de 15% dos valores obtidos na primeira análise considerando as simulações escolhidas para comparação.

Além disso, para analisar os parâmetros das 10 simulações desenvolvidas, determinou-se um valor médio entre as simulações para representar a rigidez de cada um dos quatro amortecedores definidos para as diferentes posições, o que pode ser consultado na Tabela 6.28.

Tabela 6.28 – Comparação de rigidez equivalente média de 10 simulações entre métodos de análise da estrutura 1.

<b>Primeira Análise</b>	<b>Posição do Amortecedor</b>	<b>Segunda Análise</b>
445,81 kN/mm	P (1)	140,93 kN/mm
279,28 kN/mm	P (2)	131,68 kN/mm
194,61 kN/mm	P (3)	96,04 kN/mm
156,31 kN/mm	P (4)	75,53 kN/mm

Nesse caso, a rigidez média dos quatro amortecedores da primeira análise é de 269,00 kN/mm e para a segunda análise, a rigidez equivalente média dos amortecedores viscoelásticos resultou em 111,05 kN/mm. Nota-se que ao avaliar todas as simulações a relação entre primeira e segunda análise aumentou, chegando próximo a 50% de redução da rigidez. Sendo assim, supõe-se uma redução satisfatória após a adaptação da função objetivo para minimizar o superdimensionamento dos amortecedores viscoelásticos.

Dessa forma, analisou-se a aplicação de quatro amortecedores com os resultados médios das variáveis de projeto, os quais foram arredondados respectivamente para: 141kN/mm para o primeiro amortecedor, 132kN/mm para o segundo, 96 kN/mm para o terceiro e 75 kN/mm para o quarto amortecedor, tendo como base os valores obtidos na segunda análise a partir da média das 10 simulações. Com isso, foi possível obter os resultados demonstrados na Tabela 6.29, sendo o VE Ajustado correspondente aos resultados obtidos com o ajuste da função objetivo e o VE Final referente aos valores atingidos com a aplicação das rigidezes médias conforme descrito acima.

Tabela 6.29 – Comparação do Drift máximo da estrutura 1 utilizando quatro amortecedores diferentes.

<b>Simulação</b>	<b><i>Inter-story Drift</i> máximo (m)</b>	
	<b>VE Ajustado</b>	<b>VE Final 1</b>
1	0,01721068	0,02012910
2	0,01744798	0,01806732
3	0,01350219	0,01381893
4	0,01628430	0,01993823
5	0,01547261	0,01880980
6	0,01693164	0,01766865
7	0,01719100	0,01936411
8	0,01452047	0,01464144
9	0,01727893	0,01800488
10	0,01616893	0,01620933

Ao comparar os resultados, constata-se que os valores obtidos como resposta a partir do uso dos quatro amortecedores com rigidez equivalente diferentes são aceitáveis, porém, nota-se um aumento considerável em algumas simulações, se aproximando do limite estabelecido para o deslocamento relativo entre pavimentos pela NBR 15.421, ABNT, 2006, para a categoria III que é de 0,03 m, porém, mantendo-se na faixa permitida (Tabela 6.30). Os valores finais podem ser observados na Figura 6.17 para 10 simulações diferentes. Ressalta-se a melhoria significativa obtida no comportamento da estrutura 1 amortecida comparada com a Figura 6.13.

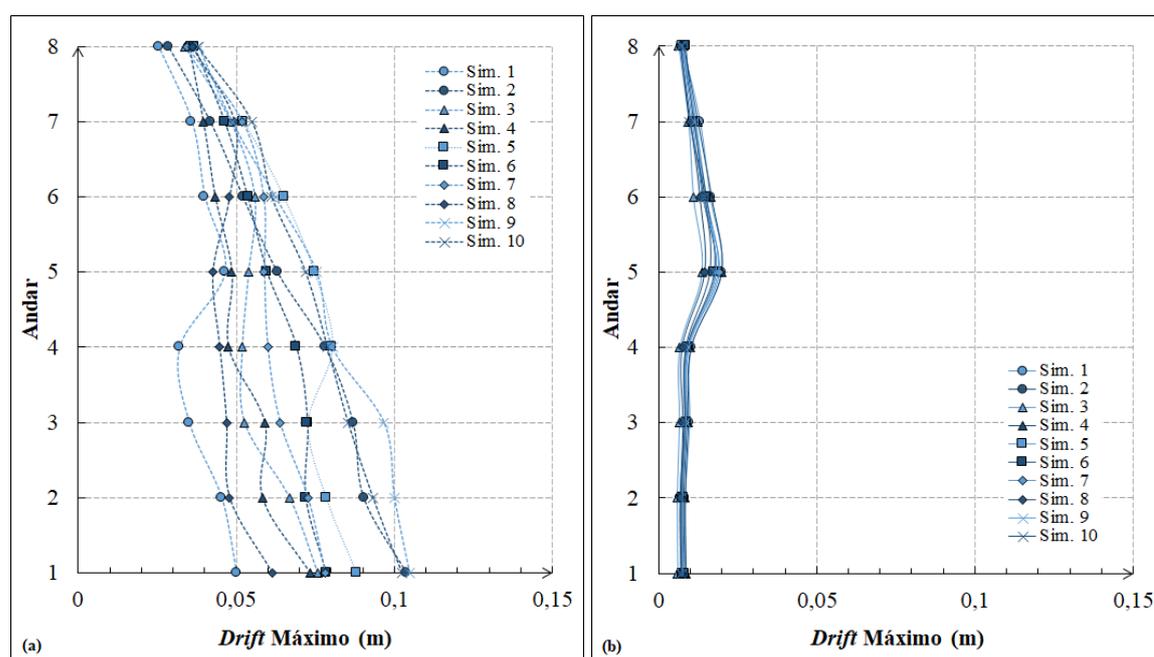


Figura 6.17 – Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado com quatro amortecedores diferentes.

De forma a diminuir o custo de fabricação e facilitar o projeto dos amortecedores viscoelásticos, também se realizou uma análise com quatro amortecedores de mesma rigidez, sendo ela 111 kN/mm (média das outras quatro médias utilizadas no caso anterior), sendo que as respostas quanto ao desempenho da estrutura podem ser consultadas na Tabela 6.30. Essa análise visa verificar a influência da utilização de amortecedores com valores iguais em posições ótimas nas respostas da estrutura, com o objetivo principal de otimizar também o projeto dos amortecedores viscoelásticos, visto que o processo de fabricação desses amortecedores e a instalação dos mesmos são complexas se comparado aos outros tipos de amortecedores passivos.

Tabela 6.30 – Comparação do *Drift* máximo da estrutura 1 utilizando quatro amortecedores de 111 kN/mm.

Simulação	<i>Inter-story Drift</i> máximo (m)	
	VE Ajustado	VE Final 2
1	0,01721068	0,02020358
2	0,01744798	0,01816362
3	0,01350219	0,01388099
4	0,01628430	0,01992932
5	0,01547261	0,01865729
6	0,01693164	0,01797777
7	0,01719100	0,01945929
8	0,01452047	0,01443698
9	0,01727893	0,01774974
10	0,01616893	0,01614966

Verifica-se a partir da Tabela 6.30 que os valores obtidos por essa nova variação atendem a norma quanto ao deslocamento máximo permitido. Além disso, em comparação com a Tabela 6.29 percebe-se que não houve grande mudança nos valores máximos do *drift* entre as alternativas testadas, o que favorece a implementação de amortecedores com a configuração selecionada visto que ocorre a redução da rigidez e conseqüentemente do custo envolvido. A mesma situação pode ser observada na Figura 6.18 que apresenta o comportamento global da estrutura para 10 simulações, muito semelhante à Figura 6.17 em relação a redução do *drift*.

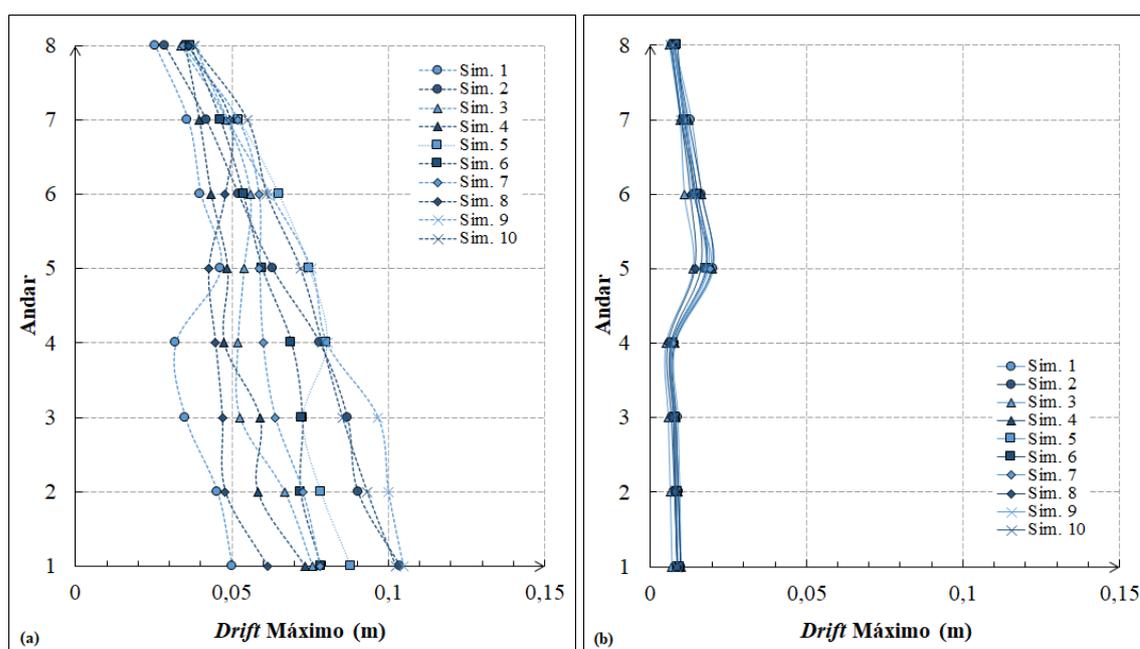


Figura 6.18 – Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento e (b) com amortecimento viscoelástico instalado com quatro amortecedores iguais.

Apesar da melhora satisfatória no comportamento da estrutura amortecida a partir da inclusão de amortecedores com menor rigidez, a tendência dos resultados das simulações permanece com o superdimensionamento dos andares inferiores em relação aos superiores, o que pode ser verificado na Figura 6.19.

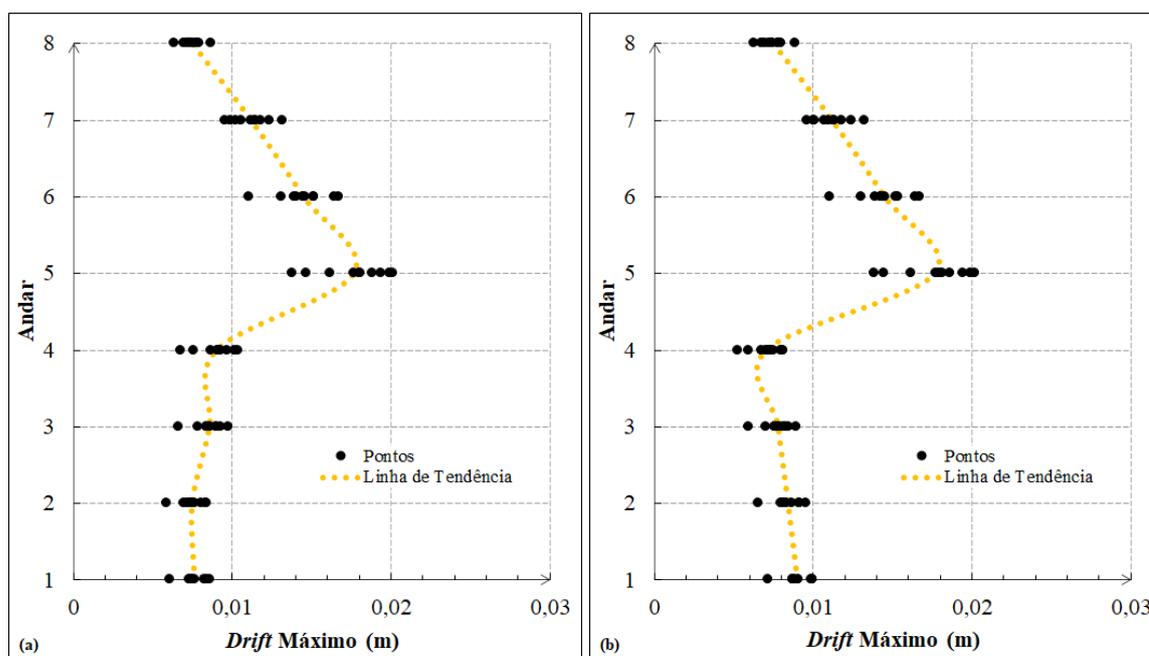


Figura 6.19 – Linha de tendência dos resultados da estrutura amortecida utilizando quatro amortecedores (a) com rigidez equivalente diferente (b) e com rigidez equivalente igual.

Percebe-se que a linha de tendência dos resultados mantém o comportamento visualizado ao longo de todos os resultados apresentados, que permanece com uma redução em excesso das respostas dos andares inferiores. Esse comportamento ocorre pois o algoritmo de otimização busca minimizar o *drift* máximo da estrutura, portanto, em alguns casos, a escolha dos parâmetros do amortecedor viscoelástico é reflexo da redução do *drift* máximo do pavimento 5, o que implica uma redução maior dos andares onde foi instalado os dispositivos.

Finalmente, realizou-se uma análise a partir das duas melhores simulações após o ajuste da função objetivo, apresentadas na Tabela 6.22 e Tabela 6.24, que apresentaram os seguintes valores médios para rigidez equivalente: 41,61 kN/mm e 43,66 kN/mm, respectivamente. Dessa forma, a partir da análise da Tabela 6.29 e Tabela 6.30 que demonstraram a eficácia do uso de quatro amortecedores com mesma rigidez, optou-se pela utilização de quatro amortecedores com a mesma rigidez equivalente, dada por 42 kN/mm. Assim, a Tabela 6.31 contempla os resultados para as simulações realizadas com tal configuração.

Tabela 6.31 – Comparação do *Drift* máximo da estrutura 1 utilizando quatro amortecedores de 42kN/mm.

Simulação	<i>Inter-story Drift</i> máximo (m)	
	VE Ajustado	VE Final 3
1	0,01721068	0,01776699
2	0,01744798	0,01518155
3	0,01350219	0,01298390
4	0,01628430	0,01641172
5	0,01547261	0,01548676
6	0,01693164	0,01808960
7	0,01719100	0,01781400
8	0,01452047	0,01655872
9	0,01727893	0,01900337
10	0,01616893	0,01739248

Assume-se que os resultados obtidos foram satisfatórios, considerando que a rigidez necessária para alcançar essas respostas do *drift* máximo foi cerca de 60% menor que a rigidez média dos amortecedores obtidos durante a otimização. Vale ressaltar que o critério de performance avaliado, o *drift* máximo, está no mínimo 35% abaixo da norma para a categoria III de edificações. Do mesmo modo das análises anteriores, verifica-se a comparação gráfica da resposta da estrutura com a rigidez escolhida com e sem otimização através da Figura 6.20.

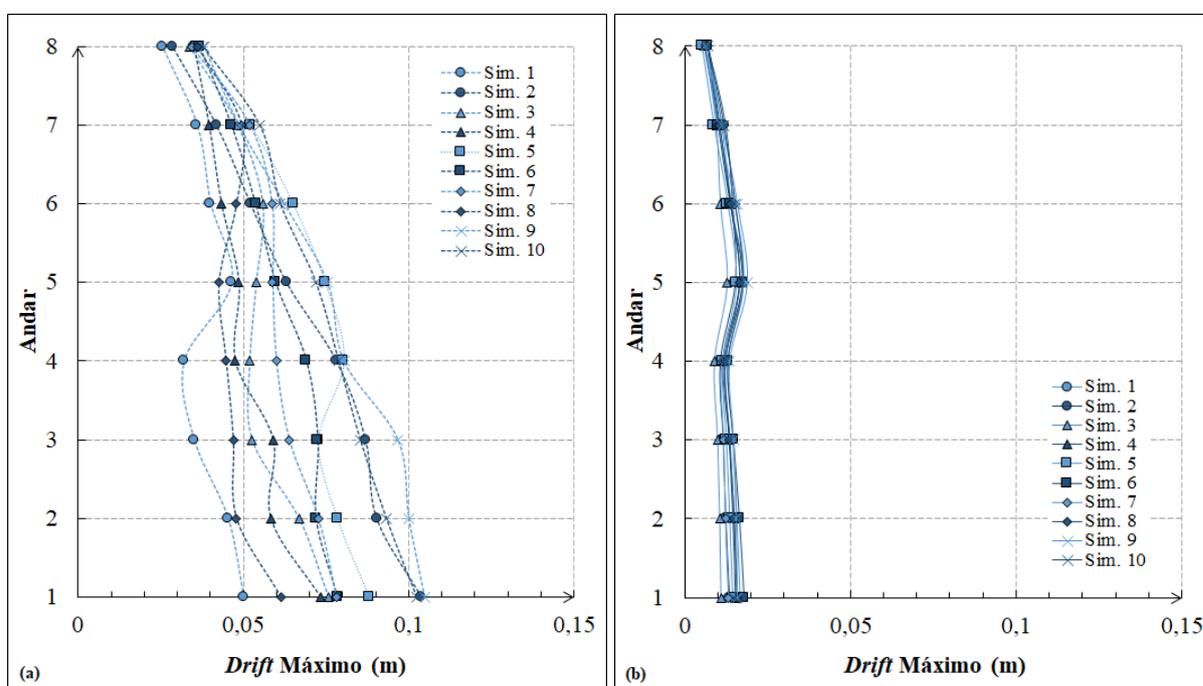


Figura 6.20 – Comparação de 10 simulações da estrutura 1 (a) sem amortecimento (b) e com amortecimento ótimo.

Percebe-se que o comportamento da estrutura amortecida está mais adequado quanto à otimização da estrutura de forma global, visto que nas análises anteriores os andares inferiores apresentavam resultados exagerados quando comparado aos andares superiores e os valores de rigidez apontados pelo WOA. Também, é possível visualizar a linha de tendência dos resultados obtidos nas 10 simulações realizadas através da Figura 6.21, comprovando sua melhor compatibilidade com o comportamento de amortecimento ótimo da estrutura.

Ainda, é importante avaliar a relevância desses resultados, pois, utilizando as duas melhores otimizações definidas a partir da relação entre a redução do *drift* e a rigidez equivalente, foi possível obter um resultado ótimo para a rigidez equivalente do amortecedor viscoelástico semelhantemente ao Fator PF proposto por Shukla e Datta, 1999, definido por  $PF = 4$ . Nesse caso, utilizando a Equação 3.38 é possível obter o valor de 40 kN/mm para a rigidez equivalente do amortecedor viscoelástico a partir do Fator PF de 4.

Portanto, o valor obtido pela otimização utilizando o WOA, refinado após a análise dos resultados, foi de 42 kN/mm, que apresenta 5% de diferença se comparado ao resultado ótimo proposto por Shukla e Datta, 1999. Dessa maneira, supõe-se que o Fator PF apresenta uma precisão considerável e que a otimização realizada a partir do WOA alcançou resultados satisfatórios.

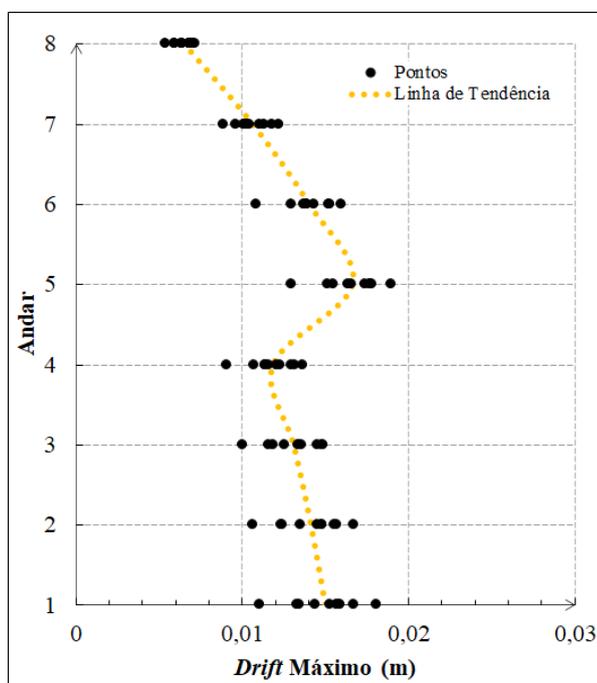


Figura 6.21 – Linha de tendência dos resultados da estrutura amortecida utilizando o amortecimento ótimo.

Também se considera importante demonstrar a resposta da estrutura antes e após a instalação dos dispositivos de dissipação de energia durante todo o tempo de excitação, sendo possível avaliar o comportamento completo da estrutura e a redução do *drift*.

A Figura 6.22 apresenta de forma compreensível e de fácil visualização a diferença das respostas do *Inter-Story drift* máximo da estrutura em uma simulação específica antes e depois da instalação dos amortecedores.

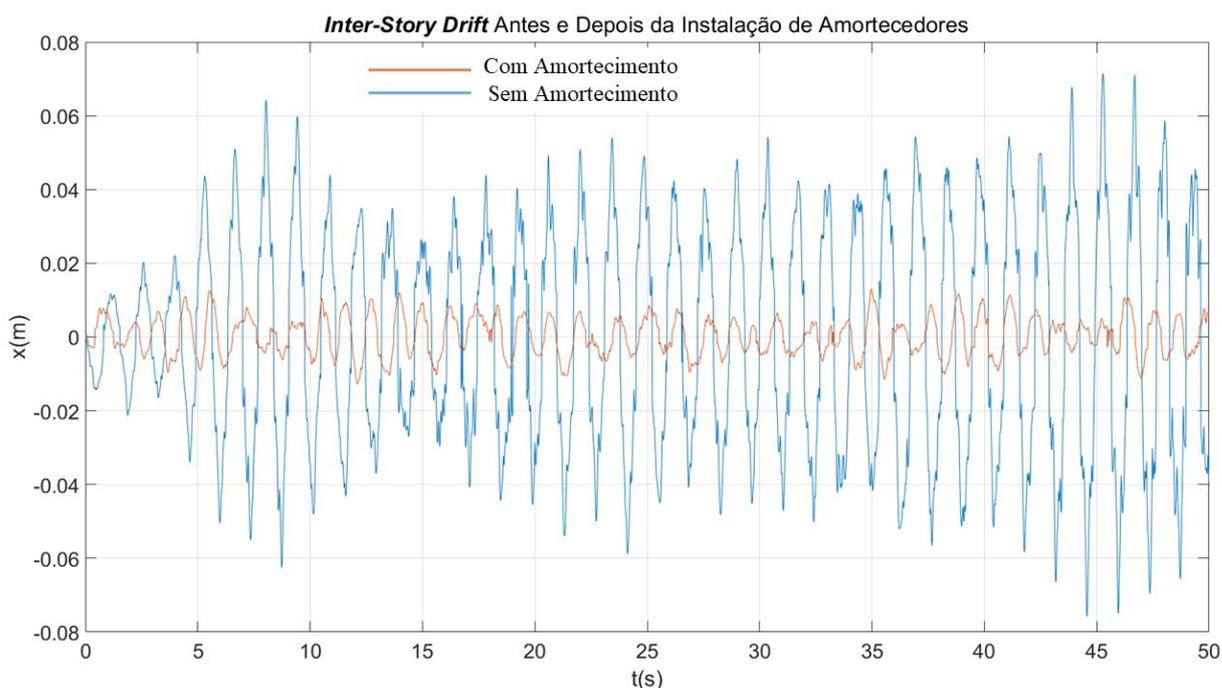


Figura 6.22 – Resposta do *Inter-Story Drift* antes e depois da instalação de amortecedores viscoelásticos com variáveis de projeto ótimas.

Após a análise rigorosa de todos resultados apresentados até aqui, pode-se assumir que a otimização dos amortecedores viscoelásticos em uma estrutura do tipo *shear building* apresentou resultados satisfatórios frente aos objetivos da pesquisa, bem como contribuiu para analisar a efetividade da previsão da rigidez equivalente a partir dos critérios estabelecidos por Shukla e Datta, 1999.

Ressalta-se também que os resultados obtidos em função do posicionamento de instalação dos amortecedores viscoelásticos comprovam pesquisas já realizadas na área de otimização do posicionamento de dispositivos de dissipação de energia com atuação passiva.

Essas pesquisas, juntamente com a pesquisa realizada, definem a utilização ideal de amortecedores nos andares inferiores da estrutura, onde o *drift* foi mais alto para as estruturas estudadas.

Para fins de análise, utilizou-se a estrutura com amortecedores viscoelásticos instalados em posições diferentes do posicionamento ótimo obtido a partir do algoritmo, utilizando a rigidez equivalente definida de 42 kN/mm. Assim, foi possível obter o gráfico demonstrado na Figura 6.23.

Percebe-se que ao utilizar o posicionamento dado por “ $P = (1,0,1,0,1,0,1,0)$ ” os dissipadores de energia perdem grande parte de sua influência na mitigação das respostas dinâmicas da estrutura, assim, fica evidente o quão importante é a utilização dos amortecedores em suas posições ótimas.

Também, é possível visualizar novamente que para a estrutura 1, o Fator PF permanece ótimo entre os valores 3 e 4, como já foi citado anteriormente.

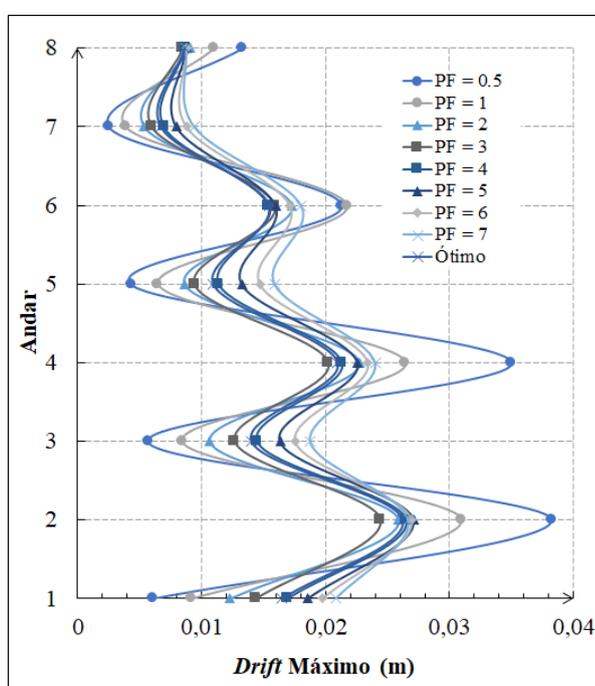


Figura 6.23 – Resultado considerando posicionamento dos amortecedores diferente do ótimo para diferentes valores de PF.

## 7 CONCLUSÕES

A partir dos resultados demonstrados no capítulo anterior é possível estabelecer algumas conclusões frente aos objetivos definidos. Inicialmente, confirmou-se que os resultados obtidos foram satisfatórios quanto à validação das rotinas desenvolvidas, tanto para geração do sismo artificial quanto para análise dinâmica utilizando o método de Newmark, 1959, e a posterior modelagem de amortecedores viscoelásticos a partir do modelo de Kelvin proposto por Shukla e Datta, 1999, demonstrando estabilidade nos resultados e precisão das respostas dinâmicas.

Conclui-se também que a análise inicial da otimização utilizando um valor para “ $\omega_0$ ” médio determinado a partir dos limites das condições de contorno para utilização do WOA apresentou bons resultados, o que contribuiu para o uso do valor médio dessa propriedade a fim de diminuir o esforço computacional. A utilização do “ $\omega_0$ ” variável poderia apresentar alguma melhora no resultado, porém a forma de cálculo dessa propriedade durante a otimização atribuiu maior esforço computacional durante as iterações do algoritmo e não apresentou uma melhora considerável em relação ao uso do seu valor médio.

É importante pontuar que a modelagem dos amortecedores viscoelásticos e a otimização dos seus parâmetros manteve a mesma linha de tendência de resposta do critério performance (*inter-story drift*) para os dois casos analisados, que são uma estrutura 1 (rigidez e amortecimento reduzido) e uma estrutura 2 (rigidez e amortecimento maiores). Sendo assim, os resultados demonstram a efetividade dos amortecedores viscoelásticos e a sua viabilidade de aplicação para diferentes estruturas, sendo que os amortecedores para estruturas mais rígidas necessitam uma maior rigidez e amortecimento equivalente para obter reduções consideráveis. Outro dado importante foi a otimização do posicionamento dos amortecedores, sendo predominantemente um vetor posição dado por “ $P = (1, 1, 1, 1, 0, 0, 0, 0)$ ”, comprovando pesquisas já realizadas sobre essa variável de projeto e sua aplicação nos andares inferiores, onde o *inter-story drift* foi maior para as estruturas estudadas.

Durante a otimização, foi utilizado como referência o fator PF proposto por Shukla e Datta, 1999, comprovando-se a partir de análises a sua precisão para determinação de parâmetros ótimos, de forma rápida, para a rigidez equivalente do amortecedor viscoelástico. Porém, ainda seria necessário otimizar de forma completa a utilização dos amortecedores viscoelásticos na estrutura, para confirmar a aplicabilidade desse fator e a sua relação com o uso de algoritmos de otimização.

Além disso, definiu-se um ajuste da função objetivo para solucionar o problema de superdimensionamento dos amortecedores viscoelásticos, que na primeira análise apresentaram uma redução exagerada e desnecessária do *inter-story drift* nos andares inferiores. Dessa forma, aplicou-se o fator PF para a delimitação das condições de contorno, buscando manter os resultados da otimização próximo do fator  $PF = 4$  para verificar sua efetividade. Os resultados obtidos através da otimização a partir do ajuste da função objetivo para considerar aumentos globais do *drift* foram satisfatórios, ajustando a linha de tendência dos resultados das simulações mais próximo do ideal, se afastando de zero, e utilizando valores de rigidez equivalente consideravelmente menores do que na primeira análise desenvolvida na pesquisa.

Dessa forma, a partir da busca por um valor final para a rigidez equivalente, foi possível avaliar os resultados obtidos a partir do ajuste da função objetivo, sendo que para simulações únicas analisadas obteve-se uma redução de 85% da rigidez necessária. De forma geral, avaliando as 10 simulações realizadas foi possível identificar uma redução média de 50% do valor da rigidez equivalente do amortecedor viscoelástico, obtendo bons resultados para o critério de performance escolhido e sua adequação perante a norma estabelecida. A partir da análise gráfica, observou-se que após o ajuste da função objetivo e a análise dos resultados, os valores ótimos encontrados para os parâmetros dos amortecedores promoveram maior aproximação da linha de tendência ideal para a estrutura amortecida.

Avaliando as simulações com melhores resultados encontrou-se um valor médio de 42 kN/mm de rigidez equivalente do amortecedor, e, analisando os resultados da aplicação de quatro amortecedores com essa rigidez, obtiveram-se resultados excelentes que comprovam a otimização do amortecedor, como a comparação dos resultados obtidos com os valores da norma para categoria III, onde a pior simulação ainda obteve valores 35% menores. Verificou-se também que a linha de tendência se adequou ainda mais ao comportamento ideal, bem como os resultados para a utilização de quatro amortecedores com parâmetros iguais foram, em algumas simulações, melhores do que a utilização de amortecedores com rigidez maior.

Vale ressaltar que a partir dos resultados obtidos surgem alguns questionamentos, como a utilização de mais amortecedores para melhorar a resposta dos andares superiores quando sujeitos a ações sísmicas. Porém, fica evidente durante toda a pesquisa que a utilização desses dispositivos apresenta uma curva de eficiência, onde a utilização de um número maior de amortecedores irá melhorar a mitigação das respostas dinâmicas da estrutura, principalmente se forem dispostos em todos os andares, porém isso irá aumentar o custo de implementação e influenciar muito pouco no amortecimento total da estrutura.

Outro ponto a ser abordado é a precisão do fator PF proposto por Shukla e Datta, 1999, pois, ao analisar a otimização desenvolvida e os valores definidos, foi possível estabelecer um valor de 42 kN/mm para a rigidez equivalente, sendo que segundo o fator  $PF = 4$  o valor da rigidez equivalente seria de 40 kN/mm. Dessa forma, comprova-se a empregabilidade desse fator e a sua precisão quanto à otimização de amortecedores viscoelásticos, o que pode ser comprovado a partir de outros algoritmos e/ou diferentes formas de otimização.

Por fim, conclui-se que a otimização dos amortecedores viscoelásticos apresentou resultados relevantes para a efetividade da pesquisa, bem como a comprovação do uso do fator PF e as diferentes formas de análise durante uma otimização. Ressalta-se também a importância do posicionamento dos amortecedores, visto que, ao aplicar em posicionamento não-ótimo, a eficiência do sistema de controle é prejudicada, o que em alguns casos pode ser verificado na etapa de projeto de uma estrutura, ou no projeto de *retrofit*. De forma geral, a pesquisa contribui para a comunidade científica com diversos resultados pertinentes quanto à otimização de amortecedores viscoelásticos utilizados para mitigação de sismos.

## 7.1 Sugestões para Trabalhos Futuros

Avaliando a relevância da pesquisa realizada e a carência de estudos nessa área, sugere-se alguns tópicos para pesquisa que podem ser de grande importância para a continuidade do trabalho e/ou contribuição para a comunidade científica.

- a) Analisar a eficiência de outros algoritmos de otimização de busca baseados na natureza frente a otimização do posicionamento e parâmetros de amortecedores viscoelásticos utilizados para mitigação da ação sísmica;
- b) Avaliar a efetividade de diferentes métodos de modelagem de amortecedores viscoelásticos quanto à otimização;
- c) Verificar a influência de temperatura e frequência de excitação harmônica durante a otimização de materiais viscoelásticos utilizados em amortecedores, absorsores ou vigas sanduíche;
- d) Avaliar a efetividade do Fator PF proposto por Shukla e Datta, 1999, para diferentes tipos de estruturas e excitações, verificando a empregabilidade do mesmo e sua precisão quanto à determinação da rigidez equivalente;

- e) Utilizar algoritmos de otimização híbridos, preferencialmente que incluam como base o WOA, para verificar a solução do problema de *drawback* que ocorre em alguns casos;
- f) Desenvolver uma rotina de otimização de amortecedores viscoelásticos que integre à rotina de cálculo as ações do vento;
- g) Verificar a possibilidade de adaptação da função objetivo a partir da norma citada neste trabalho e outras normas para analisar a influência dessas condições de contorno no número de amortecedores instalados e os parâmetros de construção dos mesmos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdel-Basset, M., Gunasekaran, M., El-Shahat, D. e Mirjalili, S. A hybrid whale optimization algorithm based on local search strategy for the permutation flow shop scheduling problem. **Future Generation Computer Systems**, vol. 85, p. 129-145, 2018.

Aiken, I. D., Kelly, J. M. e Mahmoodi, P. The application of viscoelastic dampers to seismically resistant structures. **Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering**, Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, Calif., vol 3, p. 459-468, 1990.

Arfiadi, Y. e Hadi, M. N, S. Optimum placement and properties of tuned mass dampers using hybrid genetic algorithms. **International Journal of Optimization in Civil Engineering**, vol. 1, p. 167-187, 2011.

Aseka, E. H. **Projeto, Construção e Determinação de Propriedades de Amortecedor Viscoelástico para Uso em Estruturas**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.

Ashour, S. A., e Hanson, R. D. **Elastic seismic response of buildings with supplemental damping**. Report No. UMCE 87-1, The Univ. of Michigan, Ann Arbor, Mich., 1987.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos – procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

Aydin, E. Optimal damper placement based on base moment in steel building frames. **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 79, p. 216-225, 2012.

Aydin, E., Boduroglu, M. H. e Guney, D. Optimal damper distribution for seismic rehabilitation of planar Building structures. **Engineering Structures**, vol. 29, p. 176-185, 2007.

Bandivadekar, T. P. e Jangid, R. S. Optimization of multiple tuned mass dampers for vibration control of system under external excitation. **Journal of Vibration and Control**, vol. 19, n. 12, p. 1854-1871, 2012.

Barranco, C. B. **Otimização de Pórticos de Aço e Amortecedores Viscosos sob Excitação Sísmica**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2020.

Basili, M. e De Angelis, M. Optimal passive control of adjacent structures interconnected with nonlinear hysteretic devices. **Journal of Sound Vibration**, vol. 301, p. 106-125, 2007.

Bathe K. J. e Wilson E. L. **Numerical methods in finite element analysis**. New Jersey: Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1976.

Bendat, J. S. e Piersol, A. G. **Random Data: Analysis and Measurement Procedures**. John Wiley & Sons, Inc, 2 ed, 1986.

Birkhoff, G. D. **Dynamical Systems**. New York: American Mathematical Society, 1927.

Blum, C. e Roli, A. Metaheuristics in combinatorial optimization: overview and conceptual comparison. **ACM Computing Surveys**, vol. 35, p. 268–308, 2003.

Brandão, F. S. e Miguel, L. F. F. Vibration control in buildings under seismic excitation using optimized tuned mass dampers. **Frattura ed Integrità**, vol. 54, p. 66-87, 2020.

Cancani, A. **Sur l'emploi d'une double echelle sismique des intensités, empirique et absolue**. Gerlands Beitr Geophys, p. 281–283, 1904.

Chalhoub, M. S. e Kelly, J. M. Effect of bulk compressibility on the stiffness of cylindrical base isolation bearings. **International Journal of Solids and Structures**, vol. 26, n. 7, p. 743-760, 1990.

Chang, K. C, Soong, T. T., Oh, S. T., Lai, M. L. Effect of Ambient Temperature on Viscoelastically Damped Structure. **Journal of Structural Engineering**, vol. 118, p. 1955-1973, 1992.

Chang, K. C, Soong, T. T., Oh, S. T., Lai, M. L. Seismic behavior of steel frame with added viscoelastic dampers. **Journal of Structural Engineering**, vol. 121, p. 1418-1426, 1995.

Chang, K. C., Soong, M. L., Lai, M. L. e Nielsen, E. J. Viscoelastic dampers as energy dissipation devices for seismic applications. **Earthquake Spectra**, vol. 9, n. 3, p. 371-387, 1993.

Chang, M. I. J. e Soong, T. T. Optimal Controller Placement in Modal Control of Complex Systems. **Journal of Mathematical Analysis and Applications**, vol. 15, p. 340-358, 1980.

Chang, T. S. e Singh, M. P. Seismic analysis of structures with a fractional derivative model of viscoelastic dampers. **Earthquake Engineering e Engineering Vibration**, vol. 1, n. 2, p. 251-260, 2002.

Chaudhary, A. B. e Bathe, K. J. Solution method for static and dynamic analysis of three-dimensional contact problems with friction. **Computers & Structures**, vol. 24, n. 6, p. 855-873, 1986.

Chaves, S. N. P. H. **Atenuação da resposta sísmica de estruturas de edifícios utilizando amortecedores viscosos**. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2010.

Chen, G. e Wu, J. Optimal placement of multiple tune mass dampers for seismic structures. **Journal of Structural Engineering**, vol. 126, n. 9, p. 1054-1062, 2001.

Cheng, F. Y. e Pantelides, C. P. **Optimal placement of actuators for structural control**. Tech. Rep. No. NCEER-88-0037, National Center for Research on Earthquake Engineering, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 1988.

Chopra, A. K. **Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering**. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 729 p., 1995.

Cimellaro, G. P. e Marasco, S. Introduction to dynamics of structures and earthquake engineering. **Geotechnical, geological, and earthquake engineering**, vol. 45, Springer, 598 p., 2018.

Clough, R. W. e Penzien, J. **Dynamics of structures**. McGraw-Hill Inc, 634 p., 1975.

Comitê Europeu de Normalização. **Eurocódigo 8: projeto de estruturas para resistência aos sismos – parte 1: regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios**. Bruxelas, 2014.

Constantinou, M. C. e Tadjbakhsh, I. G. Optimum design of a first story damping system. **Computers & Structures**, vol. 17, n. 2, p. 305-310, 1983.

D'Alembert, J. L. R. **Traité de dynamique**, 1<sup>st</sup> edn. David, Paris. (Reprint of the second augmented edition (1958) by Gauthier-Villars Publishers, in two volumes, Paris, 1925; also Facsimile reprint by Editions Gabay, Paris, 1998).

Datta, T. K. **Seismic analysis of structures**. Singapore: John Willey & Sons (Asia), 454 p., 2010.

Davison, C. On scales of seismic intensity and on the construction and use of isoseismal lines. **Bulletin of the Seismological Society of America**, vol. 11, p. 95–129, 1921.

De la Cruz, S. T., López-Almansa, F. e Oller, S. Numerical simulation of the seismic behavior of building structures equipped with friction energy dissipators. **Computers and Structures**, vol. 85, p. 30-42, 2007.

Dehghan-Niri, E., Zahrai, S. M., e Mohtat, A. Effectiveness-robustness objectives in MTMD system design: An evolutionary optimal design methodology. **Structural Control and Health Monitoring**, vol 17, p. 218-236, 2010.

Desu, N. B., Deb, S. K. e Dutta, A. Coupled tuned mass dampers for control of coupled vibrations in asymmetric buildings. **Structural Control and Health Monitoring**, vol. 13, p. 897-916, 2006.

Fang, J., Wang, Q., Wang, S., Wang, Q. Min-max criterion to the optimal design of vibration absorber in a system with Coulomb friction and viscous damping. **Nonlinear Dynamics**, vol. 70, p. 393-400, 2012.

Federal Emergency Management Agency, **NEHRP Guidelines for the Seismic Retrofit of Buildings**, FEMA 273, 1997.

Federal Emergency Management Agency, **Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings**, FEMA-356, 2000.

Filiatrault, A. **Performance evaluation of friction damped braced steel frames under simulated earthquake loads**. Tese de Mestrado, University of British Columbia, Vancouver, 1985.

Ghosh, A. e Basu, B. A closed-form optimal tuning criterion for TMD in damped structures. **Structural Control and Health Monitoring**, vol. 14, p. 681-692, 2007.

Goldbogen, J. A., Friedlaender, A. S., Calambokidis, J., McKenna, M. F., Simon, M. e Nowacek, D. P. Integrative Approaches to the Study of Baleen Whale Diving Behavior, Feeding Performance, and Foraging Ecology. **BioScience**, vol. 63, p. 90–100, 2013.

Groehs, A. G. **Mecânica Vibratória**. São Leopoldo: Editora Unisinos, 1999.

Grootenhuis, P. The control of vibrations with viscoelastic materials. **Journal of Sound and Vibration**, vol. 11, n. 4, p. 421-433, 1970.

Hadley, G. **Programação Linear**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1982.

Haftka, R. T., e Gürdal, Z. **Elements of Structural Optimization**. vol. 11 of **Solid Mechanics and Its Applications**. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 3<sup>rd</sup> edition, 1992.

Hatada, T., Kobori, T., Ishida, M. e Niwa, N. Dynamic analysis of structures with Maxwell model. **Earthquake Engineering e Structural Dynamics**, vol. 29, p. 159-176, 2000.

Heidari, A. A., Aljarah, I., Faris, H., Chen, H., Luo, J. e Mirjalili, S. An enhanced associative learning-based exploratory whale optimizer for global optimization. **Neural Computing and Applications**, vol. 32, p. 5185–521, 2020.

Hertz, H. **Die Prinzipien der Mechanik**. JA Barth, Leipzig, vol. 3, 1894.

Heydarinouri, H. e Zahrai, S. M. Iterative step-by-step procedure for optimal placement and design of viscoelastic dampers to improve damping ratio. **The Structural Design of Tall and Special Buildings**, 26:e1361, John Wiley & Sons, 2017.

Hoang, N. e Warnitchai, P. Design of multiple tuned mass dampers by using a numerical optimizer. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, vol. 34, p. 125-144, 2005.

Hoang, N., Fujino, Y. e Warnitchai, P. Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas. **Engineering Structures**, vol. 30, p. 707-715, 2008.

Holmes, J. D. **Wind loading of structures**. London: Spon Press, 356 p., 2001.

Huang, X. e Zhu, H. P. Optimal arrangement of viscoelastic dampers for seismic control of adjacent shear-type structures. **Journal of Zhejiang University-SCIENCE A**, vol. 14, n. 1, p. 47-60, 2013.

Humar, J. L. **Dynamics of structures**. A. A. Balkema Publishers, 2<sup>nd</sup> edition, 967 p., 2002.

Inaudi, J. A. e Kelly, J. M. Linear hysteretic damping and the hilbert transform. **Journal of Engineering Mechanics**, vol.121, p. 626-632, 1995.

Inaudi, J. A., Zambrano, A. e Kelly, J. M. **On the Analysis of Structure with Viscoelastic Damper**. Technical Report UCB/EERC-93/06, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, California, 1993.

Jangid, R. S. Optimum multiple tuned mass dampers for base-excited undamped system. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, vol. 28, p. 1041-1049, 1999.

Joshi, A. S. e Jangid, R. S. Optimum parameters of multiple tuned mass dampers for base-excited damped systems. **Journal of Sound and Vibration**, vol. 202, n. 5, p. 657-667, 1997.

Kanai, K. An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motion. **2nd World Conference on Earthquake Engineering (II WCEE)**, vol. 3, p. 1541–1551, 1961.

Keel, C. J. e Mahmoodi, P. Designing of viscoelastic dampers for the Colombia Center Building. **Building motion in wind** (Eds E. N. Isyumov and T. Tschanz) ASCE, New York, p. 66-82, 1986.

Kirsch, U. **Optimum Structural Design**. New York: McGraw-Hill, 1981.

Kun, Y., Li, L. e Jiaxing, T. Stochastic seismic response of structures with added viscoelastic dampers modeled by fractional derivative. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, vol. 2, n. 1, p. 133-139, 2003.

Lai, M. L., Chang, K. C., Soong, T. T., Hao, D. S., e Yeh, Y. C. Full-scale viscoelastically damped steel frame. **Engineering Structures**, vol. 121, n. 10, p.1443–1447, 1995.

Lavan, O. e Daniel, Y. Full resources utilization seismic design of irregular structures using multiple tuned mass dampers. **Structural and Multidisciplinary Optimization**, vol. 48, n. 3, 2013.

Lee, C. L., Chen, Y. T., Chung, L. L. e Wang, Y. P. Optimal design theories and applications of tuned mass dampers. **Engineering Structures**, vol. 28, p. 43-53, 2006.

Lewandowski, R., Bartkowiaka, A. e Maciejewskia, H. Dynamic analysis of frames with viscoelastic dampers: a comparison of damper models. **Structural Engineering and Mechanics**, vol. 41, n. 1, p. 113-137, 2012.

Li, C. e Qu, W. Optimum properties of multiple tuned mass dampers for reduction of translational and torsional response of structures subject to ground acceleration. **Engineering Structures**, vol. 28, p.472-494, 2006.

Li, C. Optimum multiple tuned mass dampers for structures under the ground acceleration based on DDMF and ADMF. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 31, p. 897-919, 2002.

Lindeburg, M. R. e Baradar, M. **Seismic Design of Building Structures: A Professional's Introduction to Earthquake Forces and Design Details**. Belmont: Professional Publications Inc, 8<sup>th</sup> edition, 262 p., 2001.

Mafarja, M. M. e Mirjalili, S. Hybrid Whale Optimization Algorithm with simulated annealing for feature selection. **Neurocomputing**, vol. 260, p. 302-312, 2017.

Mahmoodi, P. e Keel, C. J. Performance of structural dampers for the Columbia Center Building. **Building motion in wind** (Eds E.N. Isyumov and T. Tschanz) ASCE, New York, p. 83-106, 1986.

Mahmoodi, P. Structural Dampers. **Journal of the Structural Division**, vol. 95, n. 8, p. 1661-1672, 1969.

Majid, K. I. **Optimum design of structures**. London: Newnes-Butterworth, 1974.

Marano, G. C., Greco, R. e Chiaia, B. A comparison between different optimization criteria for tuned mass dampers design. **Journal of Sound and Vibration**, vol. 329, p. 4880-4890, 2010.

Marano, G. C., Trentadue, F. e Greco, R. Stochastic optimum design criterion for linear damper devices for seismic protection of buildings. **Structural and Multidisciplinary Optimization**, vol. 33, p. 441-455, 2007.

Mehne, H. H. e Mirjalili, S. A Parallel Numerical Method for Solving Optimal Control Problems based on Whale Optimization Algorithm. **Knowledge-Based Systems**, vol. 151, p. 114-123, 2018.

Miguel, L. F. F. **Introdução ao estudo de vibrações**. Notas de Aula, Vibrações I, Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1ª edição, Porto Alegre, 2006.

Miguel, L. F. F., Miguel, L. F. F. e Lopez, R. H. Simultaneous optimization of force and placement of friction dampers under seismic loading. **Engineering Optimization**, vol. 48, n. 4, p. 582–602, 2016.

Mirjalili, S. e Lewis, A. The Whale Optimization Algorithm. **Advances in Engineering Software**, vol. 95, p. 51-67, 2016.

Mohebbi, M., Shakeri, K., Ghanbarpour, Y. e Majzoub, H. Designing optimal multiple tuned mass dampers using genetic algorithms (GA's) for mitigating the seismic response of structures. **Journal of Vibration and Control**, vol. 19, n. 4, p. 605–625, 2012.

Moreschi, L. M. e Singh, M. P. Design of yielding metallic and friction dampers for optimal seismic performance. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, vol. 32, p. 1291-1311, 2003.

Mostaghel, N. e Davis, T. Representations of coulomb friction for dynamic analysis. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, vol. 26, p. 541-548, 1997.

Movaffaghi, H. e Friberg, O. Optimal placement of dampers in structures using genetic algorithm. **Engineering Computations: International Journal for Computer-Aided Engineering and Software**, vol. 23, n. 6, p. 597-606, 2006.

Nagahama, C. V. **Análise Numérica e Modelagem Computacional de um Sistema Estrutural com Controle Semiativo de Vibração do Tipo Amortecedor Magnetorreológico**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2013.

National Institute of Standards and Technology – NIST. **Guide for the Use of the International System of Units (SI)**. NIST Special Publication 811, 2008.

Newmark, N. M. A method of computation for structural dynamics. **Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Engineering Mechanics Division**, vol. 85, p. 67-94, 1959.

Pérez, S. P. O. **Projeto ótimo sob incertezas de amortecedores por atrito para controle de vibrações em edifícios submetidos à excitação sísmica**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2018.

Pérez, S. P. O. **Otimização Simultânea de Posições e Forças de Amortecedores de Vibração por Atrito para Controle de Vibrações de Estruturas**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014.

Qu, W. L., Chen, Z. H. e Xu, Y. L. Dynamic analysis of wind-excited truss tower with friction dampers. **Computers and Structures**, vol. 79, p. 2817-2831, 2001.

Rai, N. K., Reddy, G. R., Ramanujam, S., Venkatraj, V. e Agrawal, P. Seismic Response Control Systems for Structures. **Defence Science Journal**, vol. 59, n. 3, p. 239-251, 2009.

Rao, S. S. **Engineering Optimization: Theory and Practice**. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 4th edition, 813 p., 2009.

Rao, S. S. **Engineering Optimization: Theory and Practice**. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 728 p., 1978.

Rao, S. S. **Mechanical Vibrations**. Addison-Wesley, 2 ed., 718 p., 1990.

Rastegarian, S. e Sharifi, A. An Investigation on the Correlation of Inter-story Drift and Performance Objectives in Conventional RC Frames. **Emerging Science Journal**, vol. 2, n. 3, p. 140-147, 2018.

Roberts, J. B. e Spanos, P. D. **Random Vibration and Statistical Linearization**. Wiley, Chichester, England, 407 p., 1990.

Rossato, L. V. **Otimização de amortecedores de massa sintonizados em estruturas submetidas a um processo estacionário**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, 2013.

Rossi, D. F. **Estratégias de adaptação do incremento de tempo na integração numérica em análise dinâmica de estruturas**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2020.

Samali, B. e Kwok, K. C. S. Use of viscoelastic dampers in reducing wind and earthquake induced motion of building structures. **Engineering Structures**, vol. 17, p. 639–654, 1995.

Shen, K. L., Soong, T. T., Chang, K. C. e Lai, M. L. Seismic behaviour of reinforced concrete frame with added viscoelastic dampers. **Engineering Structures**, vol. 17, n. 5, p. 372-380, 1995

Shinozuka, M. e Jan, C. M. Digital simulation of random processes and its applications. **Journal of Sound and Vibration**, vol. 25, n. 1, p. 111-128, 1972.

Shukla, A. K. e Datta, T. K. Optimal use of viscoelastic dampers in building frames for seismic force. **Journal of Structural Engineering**, vol. 125, p. 401-409, 1999.

Sieberg, A. Über die makroseismische Bestimmung der Erdbebenstärke. **Gerlands Beitr Geophys**, vol. 11, p. 227–239, 1912.

Sigaher, A. N. e Constantinou, M. C. Scissor-Jack-Damper Energy Dissipation System. **Earthquake Spectra**, vol. 19, n. 1, p. 13-158, 2003.

Silva, E. C. N. **Apostila PMR 5215 – Otimização aplicada ao projeto de sistemas mecânicos**. Departamento de Engenharia Mecatrônica e Sistemas Mecânicos, Escola Politécnica da USP, 2003.

Silva, G. A. **Otimização de Parâmetros de Projeto de Amortecedores de Massa Sintonizados para Controle de Vibrações em Passarelas Metálicas**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2020.

Singh, M. P. e Moreschi, L. M. Optimal placement of dampers for passive response control. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, vol. 31, p. 955-976, 2002.

Sonmez, M., Aydin, E. e Karabork, T. Using an artificial bee colony algorithm for the optimal placement of viscous dampers in planar building frames. **Structural and Multidisciplinary Optimization**, vol. 48, p. 395–409, 2013.

Soong T. T. e Dargush G. F. **Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering**. New York: Wiley, 1997.

Soong, T. T. e Mahmoodi, P. Seismic behavior of structures with added viscoelastic dampers. **Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering**, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif., vol 3, p. 499-506, 1990.

Soong, T. T., Constantinou, M. C. **Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering**. Vienna: Springer, 1994.

Strutt, J. W. aka Lord Rayleigh. **The Theory of Sound**. London: Library of the University of Michigan, vol. 1, 370 p., 1877.

Tajimi, H. A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake. **2nd World Conference on Earthquake Engineering (II WCEE)**, vol. 2, p. 781–797, 1960.

Takewaki, I. **Building control with passive dampers: Optimal performance-based design for earthquakes**. Singapore: John Wiley & Sons (Asia), 306 p., 2009.

Takewaki, I. Displacement-acceleration control via stiffness-damping collaboration. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, vol. 28, p. 1567-1585, 1999.

Takewaki, I. e Yoshitomi, S. Effects of support stiffnesses on optimal damper placement for a planar building frame. **The Structural Design of Tall Buildings**, vol. 7, p. 323–336, 1998.

Takewaki, I. Optimal damper placement for critical excitation. *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 15, p. 317–325, 2000a.

Takewaki, I. Optimal damper placement for minimum transfer functions. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, vol. 26, p. 1113-1124, 1997.

Takewaki, I. Optimal damper placement for planar building frames using transfer functions. **Structural and Multidisciplinary Optimization**, vol. 20, p. 280–287, 2000b.

Tremea, R. S. **Ação sísmica em edifícios: comparação entre a NBR 15421/2006 e normas internacionais**. Trabalho de Diplomação, UFRGS, 2011.

Trifunac, M. D. e Brady, A.G. On the correlation of seismic intensity with peaks of recorded strong ground motion. **Bulletin of Seismological Society of America**, vol. 65, p. 139–162, 1975.

Tsai, C. S. e Lee, H. H. Application of viscoelastic dampers to high-rise buildings. **Journal of Structural Engineering**, vol. 119, n.4, p. 1222-1233, 1993.

U.S. Geological Survey – USGS. **The Severity of an Earthquake**. U.S. Government Printing Office, USGS Publications Warehouse, Washington, D.C., 1997.

Uetani, K., Tsuji, M. e Takewaki, I. Application of an optimum design method to practical building frames with viscous dampers and hysteretic dampers. **Engineering Structures**, vol. 25, p. 579–592, 2003.

Ungar, E. E. e Ross, D. Damping of flexural vibrations by alternate visco-elastic and elastic layers. **In Proceedings 4th Midwestern Conference on Fluid and Solid Mechanics**, University of Texas, p. 468-487, 1959.

Valencia, L. A. M. **Generation and analysis of spectrum-compatible earthquake time-histories using wavelets**. Tese de mestrado, University of Puerto Rico, Mayaguez, 2004.

Watkins, W. A. e Schevill, W. E. Aerial observation of feeding behavior in four baleen whales: *eubalaena glacialis*, *balaenoptera borealis*, *megaptera novaeangliae*, and *balaenoptera physalus*. **Journal of Mammalogy**, vol. 60, n. 1, p. 155-163, 1979.

Wiener, N. Generalized Harmonic Analysis. **Acta Mathematica**, vol. 55, p. 117–258, 1930.

Wilde, D. J. **Globally Optimal Design**. New York: Wiley, 1978.

Williams, A. **Seismic design of buildings and bridges**. Texas: Engineering Press, 3<sup>rd</sup> edition, 470 p., 2000.

Williams, M. L. Structural Analysis of Viscoelastic Materials. **AIAA Journal**, vol. 2, n. 5, p. 785-808, 1964.

Wilson, E. L. e Clough, R. W. Dynamic response by step-by-step matrix analysis. **Symposium on the use of computers in civil engineering**, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal, 1962.

Wu, Y. M., Teng, T. L., Shin, T. C. e Hsiao, N. C. Relationship between Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity, and Intensity in Taiwan. **Bulletin of the Seismological Society of America**, vol. 93, n. 1, p. 386–396, 2003.

Xu, Z. D. Earthquake Mitigation Study on Viscoelastic Dampers for Reinforced Concrete Structures. **Journal of Vibration and Control**, vol. 13, n.1, p. 29–43, 2007.

Xu, Z. D., Xu, C. e Hu, J. Equivalent fractional Kelvin model and experimental study on viscoelastic damper. **Journal of Vibration and Control**, vol. 21, n. 13, p. 2536–2552, 2015.

Xu, Z. D., Zhao, H. T. e Li, A.Q. Optimal analysis and experimental study on structures with viscoelastic dampers. **Journal of Sound and Vibration**, vol. 273, p. 607–618, 2004.

Yang, X. S. **Nature-Inspired Metaheuristics Algorithms**. University of Cambridge, United Kingdom, Luniver Press, 2ed, 148 p., 2010.

Yang, X. S., Bekdas, G. e Nigdeli, S. M. **Metaheuristics and Optimization in Civil Engineering**. Suíça: Springer International Publishing, 302 p., 2016.

Yang, Y. B. e Yau, J. D. Vehicle-bridge interaction element for dynamic analysis. **Journal of Structural Engineering**, vol. 123, n. 11, p. 1512-1518, 1997.

Zhang, R. H. e Soong, T. T. Seismic design of viscoelastic dampers for structural applications. *Journal of Structural Engineering*, vol. 118, p. 1375-1392, 1992.

Zhang, R. H., Soong, T. T. e Mahmoodi, P. Seismic response of steel frame structures with added viscoelastic dampers. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, vol. 18, p. 389-396, 1989.

Zhao, X., Wang, S., Du, D. e Liu, W. Optimal Design of Viscoelastic Dampers in Frame Structures considering Soil-Structure Interaction Effect. **Shock and Vibration**, vol. 2017, n. 3, p. 1-16, 2017.

Zheng, J., Zhang, H. e Shen, X. The Mechanical Properties of a New Type of Viscoelastic Damper. **Proceedings of 2015 IEEE- International Conference on Mechatronics and Automation**, p. 27-31, 2015.

Zienkiewicz, O. C. e Xie, Y. M. A simple error estimator and adaptive time stepping procedure for dynamic analysis. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, Göteborg, v. 20, n. 9, p. 871-887, 1991.

