

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**USO DE AMORTECEDORES METÁLICOS NA RESPOSTA  
DINÂMICA DE PÓRTICOS PLANOS E ESPACIAIS**

**SÉRGIO JOSÉ ELIAS**

**ORIENTADORA - GRACIELA N. DOZ DE CARVALHO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO  
CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.DM-23A/13**  
**BRASÍLIA, 13 DE DEZEMBRO DE 2013.**

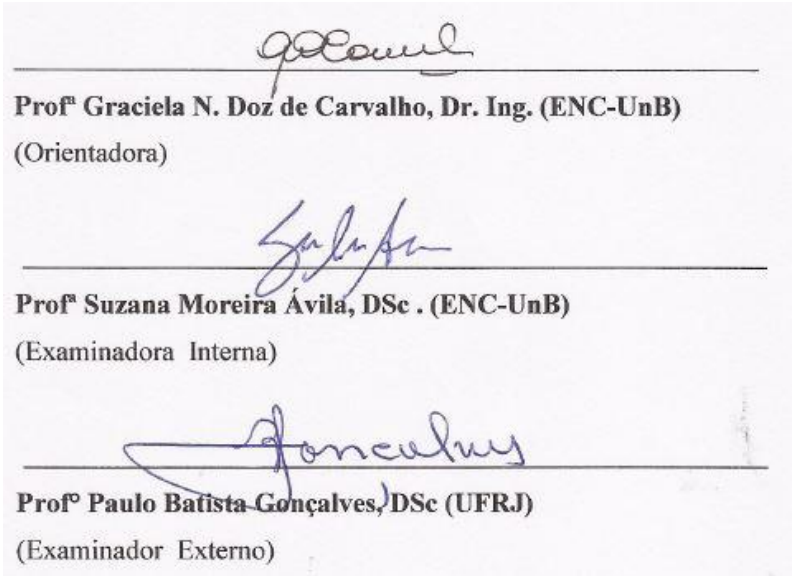
**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**USO DE AMORTECEDORES METÁLICOS NA RESPOSTA  
DINÂMICA DE PÓRTICOS PLANOS E ESPACIAIS**

**SERGIO JOSE ELIAS**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURA E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:



\_\_\_\_\_  
**Profª Graciela N. Doz de Carvalho, Dr. Ing. (ENC-UnB)**  
(Orientadora)

\_\_\_\_\_  
**Profª Suzana Moreira Ávila, DSc. (ENC-UnB)**  
(Examinadora Interna)

\_\_\_\_\_  
**Profº Paulo Batista Gonçalves, DSc (UFRJ)**  
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 13 DE DEZEMBRO DE 2013.

## FICHA CATALOGRÁFICA.

ELIAS, SÉRGIO JOSÉ

Uso de amortecedores metálicos na resposta dinâmica de pórticos planos e espaciais.  
[Distrito Federal] 2013.

xv, 111 p., 297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2013).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia  
Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Análise Estrutural

3. Análise Modal e Transiente

I. ENC/FT/UnB

2. Análise Dinâmica

4. Não Linearidade.

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.

ELIAS, S.J. (2013). Uso de amortecedores metálicos na resposta dinâmica de pórticos planos e espaciais, Publicação E.DM-023A/2013, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, xv, 111 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

**NOME DO AUTOR:** Sérgio José Elias

**TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO:** Uso de amortecedores metálicos na resposta dinâmica de pórticos planos e espaciais.

**GRAU:** Mestre em Estruturas e Construção Civil **ANO:** 2013

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

---

Sérgio José Elias

QE40, Rua 24 Lote 79, apartamento 404 Polo de Modas – Guará II  
CEP: 71070-524 – Guará /DF, Brasil.

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus pela vida, saúde, paciência e força que me é concedida dia-a-dia para realizar meus projetos.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil - PECC da Universidade de Brasília pelos ensinamentos prestados.

Em especial gostaria de agradecer à paciência e dedicação demonstradas pelas professoras Graciela Doz de Carvalho e Suzana Moreira Ávila, que assumiram a orientação deste trabalho, conduzindo-o de forma segura, mesmo nos momentos mais difíceis, sendo de fundamental importância para a sua conclusão.

A todos os amigos e funcionários do PECC que me acompanharam nesta caminhada, em especial, a Sebastião Simão que demonstrou ser um grande amigo em momentos difíceis.

Ao CNPq e CAPES, pelo apoio financeiro que viabilizou a realização desta pesquisa.

Ao Exército Brasileiro pela liberação de um horário alternativo.

Ao Departamento de Trânsito do Distrito Federal – Detran/DF, por um horário flexível e ser a fonte de minha estadia no Japão.

E por fim, a minha querida e amada família, Igor Elias e Iuri Elias e Cláudia Agra, toda minha dedicação e amor.

## **RESUMO**

### **USO DE AMORTECEDORES METÁLICOS NA RESPOSTA DINÂMICA DE PÓRTICOS PLANOS E ESPACIAIS**

**Autor: Sérgio José Elias**

**Orientadora: Graciela Nora Doz de Carvalho**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, dezembro de 2013.**

Os diversos estudos sobre os novos materiais na construção civil e o progresso das técnicas de análise e dimensionamento estrutural tornaram possíveis estruturas cada vez mais esbeltas e flexíveis. Todavia, estas estruturas se tornaram mais vulneráveis à ocorrência de vibrações excessivas provocadas por carregamentos dinâmicos. Uma alternativa para este problema é o controle estrutural, uma tecnologia que promove uma alteração nas propriedades de rigidez e amortecimento da estrutura, reduzindo desta forma o nível de vibração. Dentro dessa técnica, existem os dispositivos de histerese que dissipam a energia através de um mecanismo que é independente da taxa de frequência do carregamento, número de ciclos da carga, ou variação de temperatura. Amortecedores metálicos tipo barras de contraventamento são dispositivos histeréticos que utilizam o escoamento de metais como o mecanismo de dissipação. O objetivo do presente trabalho é estudar a influência do número e da posição de amortecedores metálicos em edifícios, modelados como pórticos planos e espaciais, na eficiência do controle das vibrações da estrutura. Os amortecedores são instalados de tal forma que possam dissipar a energia transmitida pelo carregamento dinâmico. Seu posicionamento é uma importante etapa de projeto de forma a melhorar a performance do sistema de controle. Outra consideração importante em um projeto de sistema de controle estrutural é o número de amortecedores necessários para efetivamente reduzir o nível de vibrações satisfatoriamente, haja vista que este aspecto está diretamente ligado ao custo efetivo do sistema de controle. Foram realizadas simulações utilizando o software Ansys® e os resultados mostram que a posição dos amortecedores metálicos tem influência significativa e nem sempre é necessário utilizá-los em todos os pavimentos.

**Palavras chave:** Controle de vibrações; amortecedor metálico; dinâmica estrutural

## **ABSTRACT**

### **USE OF METALLIC DAMPERS IN DYNAMIC RESPONSE OF STRUCTURES PLANS AND SPACE**

**Autor: Sérgio José Elias**

**Orientadora: Graciela Nora Doz de Carvalho**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, 13 dezembro de 2013.**

The various studies on new materials in construction and progress in technical analysis and structural design have made possible increasingly slender and flexible structures. However, these structures have become more vulnerable to the occurrence of excessive vibration caused by dynamic loads. An alternative to this problem is the structural control, technology that promotes a change in the properties stiffness and damping of the structure, thus reducing the vibration level. In this technique, there hysteresis devices which dissipate energy through a mechanism that is independent of rate frequency load, number of cycles of the load or variation in temperature. Metallic dampers type bars bracing are hysteretic devices using metals such as flow dissipation mechanism. The objective of this work is to study the influence of the number and position of metallic dampers in buildings, modeled as plane and space frames, the efficiency of the control of vibrations of the structure. The dampers are installed so that they can dissipate the energy imparted by dynamic loading. Their positioning is an important design stage to improve the performance of the control system. Another important consideration in a design of structural control system is the number of dampers needed to effectively reduce the vibration level satisfactorily, considering that this aspect is directly linked to effective cost control system. Simulations were performed using the ANSYS<sup>®</sup> software and the results show that the position of the metallic damper has significant influence, and is not always necessary to use them at all floors.

**Keywords:** Vibration Control; metallic dampers; structural dynamics

# SUMÁRIO

Capítulo	Página
1 – INTRODUÇÃO .....	1
1.1 – IMPORTÂNCIA .....	1
1.2 – OBJETIVOS .....	2
1.3 – METODOLOGIA .....	3
1.4 – JUSTIFICATIVA.....	3
1.5 – DESCRIÇÃO DO TRABALHO.....	4
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 – INTRODUÇÃO .....	5
2.2 – CONTROLE ESTRUTURAL .....	6
2.2.1 – Controle passivo .....	7
2.2.2 – Controle ativo, semi-ativo e híbrido .....	16
3 – AMORTECEDORES METÁLICOS .....	17
3.1 – INTRODUÇÃO .....	17
3.2 – PESQUISAS ATUAIS SOBRE AMORTECEDORES METÁLICOS HISTERÉTICOS .....	21
3.3 – AMORTECEDORES METÁLICOS TIPO BARRAS DE CONTRAVENTAMENTO .....	24
3.4 – PRINCÍPIOS BÁSICOS .....	26
3.4.1 – Plasticidade .....	26
4 – EQUAÇÕES DE MOVIMENTO .....	31
4.1 – ELEMENTOS UTILIZADOS .....	32
5 – EXEMPLOS NUMÉRICOS .....	35
5.1 – INTRODUÇÃO .....	35

5.2 – PRIMEIRO ESTUDO PARAMÉTRICO .....	36
5.2.1 – Análise dos pórticos com um pavimento.....	37
5.2.2 – Análise dos pórticos com dois pavimentos.....	41
5.2.3 – Análise dos pórticos com três pavimentos.....	45
5.2.4 – Análise de pórticos com 3x3 pavimentos – Caso 1 .....	50
5.2.5 – Análise de pórticos com 3x3 pavimentos – Caso 2 .....	57
5.2.6 – Análise de pórticos com 5x5 pavimentos .....	63
5.3 – SEGUNDO ESTUDO PARAMÉTRICO .....	69
5.3.1 – Análise dos pórticos espaciais .....	72
5.3.2 – Análise dos pórticos espaciais – Caso A11 .....	75
5.3.3 – Análise dos pórticos espaciais – Caso B11.....	79
5.3.4 – Análise dos pórticos espaciais – Caso C24.....	83
5.3.5 – Análise dos pórticos espaciais – Caso D15 .....	87
5.3.6 – Análise dos pórticos espaciais – Caso E21 .....	91
5.3.7 – Análise dos pórticos espaciais – Caso F20 .....	95
5.3.8 – Análise dos pórticos espaciais – Caso G28 .....	99
6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....	103
6.1 – CONCLUSÕES .....	103
6.2 – SUGESTÕES .....	104
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	105



## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 2.1 – Edifício com base fixa e base isolada com rolamento .....	8
Figura 2.2 – Laços de histerese para dispositivos de escoamento metálico e de fricção .....	11
Figura 2.3 – Amortecedor de fricção Pall .....	12
Figura 2.4 – Amortecedor de fricção uniaxial e sua instalação em estrutura de aço .....	12
Figura 2.5 – Dispositivos com extrusão de chumbo .....	13
Figura 2.6 – Contenção de dissipação de energia .....	14
Figura 2.7 – Sistemas de contraventamento com escoamento do aço .....	15
Figura 3.1 – Geometrias de amortecedores metálicos .....	18
Figura 3.2 – Amortecedor ADAS na forma de placas X .....	19
Figura 3.3 – Amortecedor TADAS na forma triangular e os seus ciclos de histerese .....	20
Figura 3.4 – Controle de vibração utilizando cinta sem vínculo .....	25
Figura 3.5 – Controle de vibração utilizando cinta BRB .....	25
Figura 3.6 – Diagramas Convencionais de Tensão-Deformação .....	27
Figura 3.7 – Gráfico com carregamento e descarregamento .....	28
Figura 3.8 – Efeito de Bauschinger .....	28
Figura 3.9 – Dependência da tensão de plastificação com a temperatura .....	29
Figura 4.1 – Elemento BEAM3 (ANSYS) .....	33
Figura 4.2 – Elemento BEAM4 (ANSYS) .....	33
Figura 4.3 – Elemento SHELL63 (ANSYS) .....	34
Figura 5.1 – Diagrama tensão-deformação do aço utilizado para o cálculo das estruturas ....	35
Figura 5.2 – Configurações diversas de pórticos planos .....	36
Figura 5.3 – Pórtico com um pavimento .....	37
Figura 5.4 – Amplitude do deslocamento do pórtico com um pavimento .....	39
Figura 5.5 – Amplitude da aceleração do pórtico com um pavimento .....	40
Figura 5.6 – Pórtico com dois pavimentos .....	41
Figura 5.7 – Amplitude do deslocamento do pórtico com dois pavimentos .....	43
Figura 5.8 – Amplitude da aceleração do pórtico com dois pavimentos .....	44
Figura 5.9 – Pórtico com três pavimentos .....	45

Figura 5.10 – Amplitude do deslocamento do pórtico com três pavimentos .....	47
Figura 5.11 – Amplitude da aceleração do pórtico com três pavimentos .....	49
Figura 5.12 – Pórtico com 3x3 pavimentos – caso 1 .....	50
Figura 5.13 – Amplitude do deslocamento do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 1 ..	52
Figura 5.14 – Amplitude do deslocamento do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 1 ..	53
Figura 5.15 – Amplitude da aceleração do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 1 .....	55
Figura 5.16 – Amplitude da aceleração do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 1 .....	56
Figura 5.17 – Pórtico com 3x3 pavimentos – caso 2 .....	57
Figura 5.18 – Amplitude do deslocamento do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 2 ..	59
Figura 5.19 – Amplitude da aceleração do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 2 .....	60
Figura 5.20 – Pórtico com 5x5 pavimentos .....	64
Figura 5.21 – Amplitude do deslocamento do pórtico com 5x5 pavimentos .....	66
Figura 5.22 – Amplitude da aceleração do pórtico com 5x5 pavimentos .....	68
Figura 5.23 – Vista em planta baixa e em corte da estrutura e modelo isométrico da estrutura .....	69
Figura 5.24 – Conexões entre ligações concreto-aço utilizadas no estádio Mané Garrincha sito em Brasília/DF .....	70
Figura 5.25 – Carregamento variavelmente distribuído na estrutura .....	71
Figura 5.26 – Modelo sem controle .....	72
Figura 5.27 – Modelo A com 11 amortecedores – Caso A11 .....	72
Figura 5.28 – Modelo B com 11 amortecedores – Caso B11 .....	73
Figura 5.29 – Modelo C com 24 amortecedores – Caso C24 .....	73
Figura 5.30 – Modelo D com 15 amortecedores – Caso D15 .....	73
Figura 5.31 – Modelo E com 21 amortecedores – Caso E21 .....	74
Figura 5.32 – Modelo F com 20 amortecedores – Caso F20 .....	74
Figura 5.33 – Modelo G com 28 amortecedores – Caso G28 .....	74
Figura 5.34 – Amplitude do deslocamento do pórtico espacial – caso A11 .....	77
Figura 5.35 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso A11 .....	78
Figura 5.36 – Amplitude do deslocamento do pórtico espacial – caso B11 .....	80
Figura 5.37 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso B11 .....	82
Figura 5.38 – Amplitude do deslocamento do Pórtico espacial – caso C24 .....	84
Figura 5.39 – Amplitude do deslocamento do Pórtico espacial – caso C24 .....	86

Figura 5.40 – Amplitude do deslocamento do pórtico espacial – caso D15 .....	88
Figura 5.41 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso D15 .....	90
Figura 5.42 – Amplitude do deslocamento do pórtico espacial – caso E21 .....	92
Figura 5.43 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso E21 .....	94
Figura 5.44 – Amplitude do deslocamento do pórtico espacial – caso F20 .....	96
Figura 5.45 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso F20 .....	98
Figura 5.46 – Amplitude do deslocamento do Pórtico espacial – caso G28 .....	100
Figura 5.47 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso G28 .....	102

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 5.1 – Frequências naturais dos pórticos com um pavimento.....	37
Tabela 5.2 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico com um pavimento.....	38
Tabela 5.3 – Amplitude da aceleração do pórtico com um pavimento .....	39
Tabela 5.4 – Frequências naturais dos pórticos com dois pavimentos.....	41
Tabela 5.5 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico com dois pavimentos com controle .....	42
Tabela 5.6 – Amplitude da aceleração do pórtico com dois pavimentos .....	43
Tabela 5.7 – Frequências naturais dos pórticos com três pavimentos .....	46
Tabela 5.8 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico com três pavimentos com controle .....	46
Tabela 5.9 – Amplitude da aceleração do pórtico com três pavimentos .....	48
Tabela 5.10 – Frequências naturais dos pórticos com 3x3 pavimentos – caso 1 .....	51
Tabela 5.11 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico com 3x3 pavimentos com controle – caso 1 .....	51
Tabela 5.12 – Amplitude da aceleração do pórtico com 3x3 pavimentos – caso 1 .....	54
Tabela 5.13 – Frequências naturais dos pórticos com 3x3 pavimentos – caso 2 .....	58
Tabela 5.14 – Amplitude do deslocamento do pórtico com 3x3 pavimentos – caso 2 .....	58
Tabela 5.15 – Amplitude da aceleração do pórtico com 3x3 pavimentos – caso 2 .....	60
Tabela 5.16 – Frequências naturais dos pórticos com 5x5 pavimentos .....	64
Tabela 5.17 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico com 5x5 pavimentos com controle .....	65
Tabela 5.18 – Amplitude da aceleração do pórtico com 5x5 pavimentos .....	67
Tabela 5.19 – Frequências naturais dos modelos espaciais .....	75
Tabela 5.20 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso A11 ..	76
Tabela 5.21 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso A11 .....	77
Tabela 5.22 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso B11 ..	79
Tabela 5.23 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso B11 .....	81
Tabela 5.24 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso C24 ..	83

Tabela 5.25 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso C24 .....	85
Tabela 5.26 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso D15 ..	87
Tabela 5.27 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso D15 .....	89
Tabela 5.28 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso E21 ..	91
Tabela 5.29 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso E21 .....	93
Tabela 5.30 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso F20 ...	95
Tabela 5.31 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso F20 .....	97
Tabela 5.32 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso G28 ..	99
Tabela 5.33 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso G28 .....	101

## LISTA DE ABREVIACOES SÍMBOLOS E NOMECLATURAS

ADAS	Added damping and stiffness
AMD	Tubo metálico de parede fina sanfonado
BRB	Cinta que impede a flambagem lateral das barras de contraventamento
EDR	Restrição de dissipacão de energia
FAMD	Amortecedores metálicos sanfonado preenchidos
LED	Dispositivo que usa a extrusão de chumbo
TADAS	Triangular-plate added damping and stiffness
<b>C</b>	Matriz de amortecimento da estrutura
<b>K</b>	Matriz de rigidez da estrutura
<b>M</b>	Matriz de massa da estrutura
$\sigma$	Tensão
$\sigma_y$	Tensão nominal inferior  tensão
$\sigma_n$	Tensão nominal
$\varepsilon$	Deformao
$\varepsilon_{el}$	Deformao elástica
$\varepsilon_{in}$	Deformao inelástica
$\sigma_{Y0}$	Tensão de plastificaco
$\sigma_{Y0}^T$	Tensão de plastificaco  traço
$\sigma_{Y0}^C$	Tensão de plastificaco  compressão
<b>y(t)</b>	Vetor de deslocamentos da estrutura
$\dot{\mathbf{y}}(t)$	Vetor de velocidades da estrutura
$\ddot{\mathbf{y}}(t)$	Vetor de aceleraes da estrutura
<b>F(t)</b>	Carregamento dinâmico externo aplicado sobre a estrutura
<b><math>\omega</math></b>	Vetor de frequências
$\omega_1$	Primeira frequência natural
$\omega_2$	Segunda frequência natural
CS	Coluna soldada

Hz	Hertz unidade de frequência
kN	KiloNewton – unidade de força
GPa	GigaPascal
Pa	Pascal
Kg	Kilograma unidade de massa
mm	Milímetro unidade de comprimento
cm	Centímetro unidade de comprimento
cm <sup>2</sup>	Centímetro quadrado unidade de área
cm <sup>4</sup>	Centímetro a quarta unidade de inércia
m	Metro - unidade de comprimento
m <sup>2</sup>	Metro quadrado unidade de área
m <sup>3</sup>	Metro cúbico unidade de volume
<i>F<sub>o</sub></i>	Amplitude da força
Sin	Seno do ângulo
t	Tempo

# 1 – INTRODUÇÃO

## 1.1 - IMPORTÂNCIA

Com o passar dos anos e com o avanço tecnológico os projetistas desenham as estruturas cada vez mais esbeltas e flexíveis, contudo mais vulneráveis a eventos de vibrações excessivas provocadas por carregamentos dinâmicos, tais como ventos, terremotos, máquinas, tráfego de veículos e ações do homem. Assim sendo, nos últimos anos tem-se investido muito em pesquisas e no desenvolvimento de ferramentas na área de controle estrutural para melhorar o desempenho de estruturas sujeitas a carregamentos dinâmicos e, conseqüentemente, dar uma resposta satisfatória às ações dinâmicas exteriores que atuam sobre a estrutura.

O controle estrutural é uma tecnologia para proteção de estruturas que promove uma alteração nas propriedades de rigidez e amortecimento da estrutura pela adição de dispositivos externos ou pela ação de forças externas. Ele pode ser classificado em passivo, ativo, híbrido e semi-ativo (Avila, 2002).

Dentre esses, o controle passivo tem sido alvo de inúmeros estudos e pesquisas nos últimos quarenta anos, contando atualmente com uma série de implementações práticas principalmente nos Estados Unidos e Japão (Soong e Dargush, 1997). No Brasil, têm-se como principais implementações de controle estrutural a Ponte Rio-Niterói e o Estádio do Morumbi na cidade de São Paulo. Esse controle consiste em um ou mais dispositivos incorporados à estrutura que absorvem ou consomem uma parte da energia transmitida pelo carregamento dinâmico, reduzindo a dissipação dessa energia nos elementos da estrutura e, assim, minimizando possíveis danos.

As principais vantagens do controle passivo em relação a outros tipos de controle são que este tipo de sistema não requer o uso de tecnologias muito complexas, não necessita de um sistema de manutenção permanente, é confiável, eficiente e dispensa qualquer fonte de energia externa para funcionar adequadamente.



Estes amortecedores são instalados de tal forma que possam dissipar a energia transmitida pelo carregamento dinâmico. Seu posicionamento é uma importante etapa de projeto de forma a melhorar a performance do sistema de controle. Outra consideração importante em um projeto de sistema de controle estrutural é o número de amortecedores necessários para efetivamente reduzir o nível de vibrações satisfatoriamente, já que este aspecto está diretamente ligado ao custo efetivo do sistema de controle. Diversos estudos podem ser encontrados na literatura buscando a otimização deste tipo de problema (Movaffaghi e Friberg, 2006; Yousefzadeh et al., 2011; Jacquot, 2004).

A presente pesquisa apresenta um estudo sobre os amortecedores metálicos tipo barras de contraventamento, um dispositivo de dissipação de energia passiva que quando incorporado à estrutura tem a função básica de absorver ou consumir parte da entrada de energia, reduzindo assim a demanda de energia primária na dissipação de elementos estruturais e minimizando possíveis danos estruturais. Estes dispositivos podem ser eficazes contra os movimentos induzidos pelo vento, bem como os causados por terremotos. A investigação fornecerá informações sobre o número e posição dos amortecedores metálicos necessários, para conseguir um desempenho adequado de uma estrutura sujeita a carregamentos dinâmicos horizontais.

## **1.2 - OBJETIVOS**

O objetivo geral é o estudo da influência de amortecedores metálicos do tipo barras de contraventamento na redução das vibrações (deslocamentos e acelerações) em edificações modeladas como pórticos planos e estruturas espaciais sujeitas a carregamentos dinâmicos horizontais como os causados pelo vento.

Apresenta-se como objetivo específico a realização de estudos paramétricos para a sugestão de critérios de projeto com relação à posição e quantidade de amortecedores necessários para um controle eficiente.

### **1.3 - METODOLOGIA**

O presente trabalho estuda o comportamento dinâmico de pórticos planos e espaciais, realizando diversas análises numéricas via Método dos Elementos Finitos através do software comercial ANSYS. A partir da análise modal são obtidas as frequências e os modos naturais de vibração. A análise transiente destas estruturas, quando submetidas a carregamentos horizontais, fornece a evolução no tempo de deslocamentos, velocidades e acelerações. A frequência da excitação é fixada em um valor igual a 80% do valor da primeira frequência natural da estrutura, simulando assim, uma situação bastante desfavorável próxima da ressonância.

São analisados dois modelos estruturais. No primeiro estudo paramétrico são considerados pórticos planos metálicos com diversas configurações. O carregamento considerado para as análises é uma carga harmônica senoidal aplicada pontualmente ao último andar. No segundo estudo paramétrico são estudados pórticos espaciais de uma estrutura de oito andares de concreto armado, considerando contraventamentos metálicos. O carregamento considerado para as análises é uma carga harmônica senoidal distribuída triangularmente, simulando o efeito do vento. Destaca-se que em ambos os modelos os reforços funcionaram como amortecedores tipo barras de contraventamento.

### **1.4 - JUSTIFICATIVA**

O Brasil é um país com grande potencial eólico e o estudo deste fenômeno nas estruturas é considerado insuficiente, poucos engenheiros têm conhecimento aprofundado sobre controle estrutural e como o efeito do vento pode aumentar os esforços na mesma. A maioria das pesquisas está relacionada ao estudo de controle de vibrações, nesta dissertação focou-se nos controladores passivos visando o comportamento das estruturas com contraventamento metálico.

Deste modo, este trabalho se justifica pela necessidade de se avaliar o comportamento da estrutura sujeita a controle passivo sob a ação externa de fortes ventos nas estruturas observando as alterações na sua configuração estrutural.

## **1.5 – DESCRIÇÃO DO TRABALHO**

Esta dissertação se divide em 6 capítulos, a saber:

O primeiro capítulo fundamenta-se na importância da aplicação de sistemas dissipadores de energia. Tem-se na introdução um breve resumo do trabalho, os objetivos a serem alcançados, a metodologia a ser aplicada para alcançar os objetivos e, por fim, a sua importância dada na justificativa da realização desta pesquisa.

O segundo capítulo é dedicado à revisão bibliográfica das principais publicações referentes a dissipação de energia, com um breve histórico dos dispositivos de controle estrutural, suas características e tipos de controle.

O terceiro capítulo aprofunda-se nos amortecedores metálicos do tipo barras de contraventamento, tema principal desta dissertação. Refere-se a fundamentos teóricos da plasticidade necessários para descrever modelos constituídos dos materiais usados em amortecedores.

No quarto capítulo são apresentadas as equações do movimento de um sistema que contém matriz de massa, amortecimento e rigidez da estrutura juntamente com carregamento dinâmico que proporcionará encontrar o deslocamento e a aceleração pela análise transiente.

O quinto capítulo apresenta a análise numérica com foco em dois estudos paramétricos, estudando a influência da quantidade e a melhor localização de amortecedores metálicos em edifícios altos modelados como pórticos planos e espaciais na eficiência do controle das vibrações.

O sexto capítulo apresenta as conclusões e sugestões para dissertações ou trabalhos futuros.

Finalmente são apresentadas as referências bibliográficas consultadas.

## **2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 – INTRODUÇÃO**

Embora só nos últimos 40 anos tenha surgido a aplicação de técnicas de controle de vibrações em estruturas civis, a tentativa de reduzir vibrações excessivas em estruturas remete a tempos mais antigos, onde se conhecem algumas aplicações que tiveram como objetivo solucionar problemas estruturais ou melhorar a resistência de construções às ações dinâmicas. (Soong e Dargush, 1997).

O controle promove uma alteração nas propriedades de rigidez e amortecimento da estrutura, seja pela adição de dispositivos externos, ou pela adição de forças externas, com isso haverá uma atenuação de vibrações neste sistema estrutural. Este procedimento funciona como um mecanismo de transferência de energia, provocando uma alteração nas características dinâmicas do sistema e, conseqüentemente, na sua resposta a ações externas.

Na Engenharia Civil, só a partir da década de 1970, é que se começou a desenvolver a implementação de dispositivos específicos de sistemas de controle integrados às estruturas de edifícios. Nessa altura, surgiram as primeiras aplicações de controle passivo utilizando diversos tipos de amortecedores adaptados a pórticos de edifícios, com o objetivo de melhorar o processo de dissipação da energia induzida pela ocorrência de ventos ou sismos. De fato, estes aparelhos funcionam como elementos dissipadores locais, aliviando as seções dos elementos estruturais principais como vigas e pilares.

Estes sistemas, que hoje em dia têm sido bastante utilizados, revelam ser uma boa solução para problemas no domínio da engenharia e noutras áreas que envolvam vibrações das estruturas, com especial ênfase para o caso de pontes e de edifícios, onde se têm registrado aplicações de grande interesse.

## 2.2 – CONTROLE ESTRUTURAL

Tempestades, terremotos e furacões afetam as obras edificadas e são fortes lembranças de como as estruturas são vulneráveis às forças da natureza. Um dos principais desafios da Engenharia Civil refere-se ao desenvolvimento de conceitos de projetos inovadores para proteger melhor e mais eficientemente as construções junto com seus ocupantes dos efeitos nocivos de forças ambientais destrutivas incluindo também as causadas por ventos, ondas e maremotos.

Este assunto tem atraído a atenção de vários pesquisadores no Brasil como no exterior, sendo inclusive surgido uma linha de pesquisa em controle a partir do ano de 2003 na Universidade de Brasília, na qual diversos estudos têm sido realizados o que resultou em publicações de uma série de trabalhos: Carneiro, 2004; Gomes, 2006; Lima, 2007; Gómez, 2007; Valencia, 2007; Ospina, 2008; Cano, 2008; Carneiro, 2009; Valencia, 2011; Oliveira, 2012 e Silva, 2012.

No entanto, com o uso do controle, tem-se como objetivo procurar evitar o colapso da estrutura, permitindo que esta possa resistir de forma confortável e segura à ação de carregamentos tais como fortes ventos e terremotos.

Segundo Soong e Dargush (1997), os dispositivos de controle estrutural são classificados de uma forma organizada, divididos em três grupos conforme listado abaixo:

Dissipação de energia passiva:

- Amortecedores de massa sintonizados
- Amortecedores de líquido sintonizados
- Amortecedores viscoelásticos
- Amortecedores de fluido viscoso
- Amortecedores de fricção
- Amortecedores metálicos

Sistemas de isolamento sísmico:

- Apoio com elastômeros
- Conduzir rolamentos de borracha
- Elastômero combinado e mancais deslizantes
- Sistema de pêndulo de atrito de deslizamento
- Mancais deslizantes com força restauradora

Sistemas semi-ativos e ativos:

- Sistemas ativos de contraventamento
- Amortecedores de massa ativa
- Rigidez variável e sistemas de amortecimento
- Materiais inteligentes

### **2.2.1 - Controle passivo**

As técnicas de controle passivo fundamentam-se na utilização de dispositivos que não necessitam de qualquer fonte de energia externa para desempenhar a ação de controle, sendo as que têm sido mais empregadas na Engenharia Civil. Além disso, comparativamente com outras técnicas, resultam uma solução mais interessante em termos de viabilidade, custo e manutenção. Por essas razões, na implementação de um sistema de controle de vibrações deve-se sempre ponderar inicialmente a utilização de um sistema passivo e, só no caso deste não ser suficientemente eficaz, avançar para outras técnicas mais sofisticadas.

O Controle Passivo é um tipo de controle estrutural constituído pela adição de dispositivos mecânicos, incorporados à estrutura com o intuito de absorver e/ou dissipar uma parte da energia causada por ações dinâmicas. Como resultado, a demanda de energia em elementos estruturais primários como pilares e vigas é comumente reduzida, juntamente com a potencialidade de dano estrutural. Hoje em dia existem vários tipos de amortecedores passivos disponíveis que usam uma variedade de materiais para obter diferentes níveis de rigidez e amortecimento. Maiores informações sobre este assunto podem ser encontradas em Soong e Dargush (1997), Constantinou e Tadjbakhsh (1984), Symans e Constantinou (1999), Sadek et al. (1999) e Soong e Spencer (2002).

No projeto de construções resistentes a ações dinâmicas, os sistemas de controle passivo adquiriram considerável importância através dos conceitos do isolamento sísmico e da dissipação de energia, constituindo uma alternativa radicalmente distinta dos métodos utilizados tradicionalmente que utilizam dispositivos incorporados na estrutura e o isoladamente separam a superestrutura da subestrutura através de rolamentos de borracha e outros. (Curadelli, 2003).

Segundo Skinner et al. (1993), o isolamento elimina tanto quanto possível as ligações horizontais do solo e fundação ao restante da estrutura, passando a estrutura a funcionar quase que como um corpo rígido separado da fundação e imune à ação horizontal das ações dinâmicas. Ou seja, por meio de sua flexibilidade e capacidade de absorção de energia, o sistema parcialmente isola, reflete e absorve uma parte desta energia na entrada do terremoto, antes que ela possa ser transmitida para a estrutura.

A técnica de isolamento sísmico é onerosa e difícil de realizar. A figura 2.1 apresenta um edifício com base fixa e um outro, com base isolada, analisando os deslocamentos no topo dos dois edifícios é possível constatar a eficiência desse tipo de controle. A introdução de diversas lâminas de borracha e aço permitiu a construção de um tipo rolamento que, ao ser instalado na base do prédio, levou a uma redução significativa do deslocamento na sua parte superior, figura 2.1 (b).

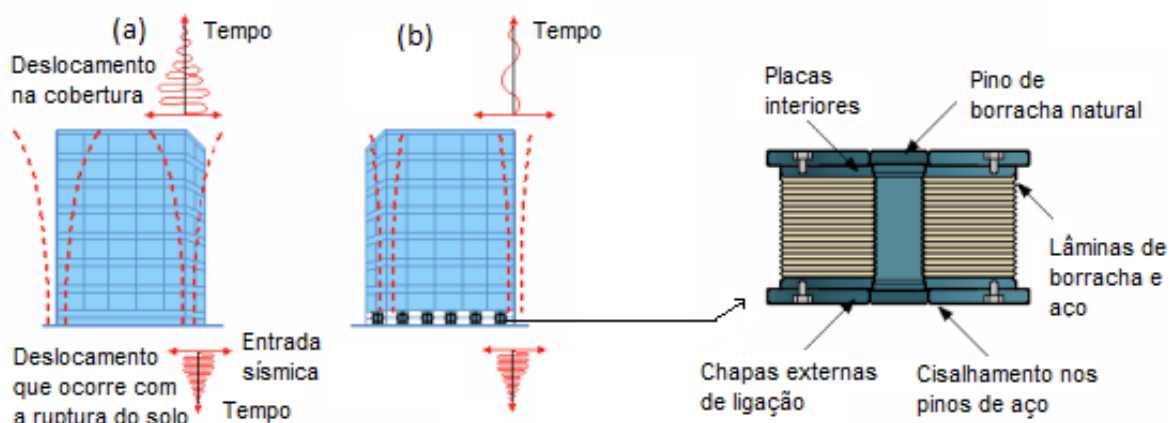


Figura 2.1 - Edifício com base fixa e base isolada com rolamento

Amortecedores de massa sintonizados são uma opção dentro dos sistemas passivos. A redução da resposta estrutural é realizada através da transferência de parte da energia de vibração estrutural para osciladores auxiliares conectados à estrutura principal. São dispositivos mecânicos compostos por uma massa ligada à estrutura através de uma mola e de um amortecedor os quais, quando devidamente sintonizados, introduzem compensação de fase ao movimento do sistema principal, reduzindo o seu comportamento dinâmico à custa de transferência de energia mecânica para a massa passiva do aparelho.

As técnicas de controle passivo que utilizam a instalação de amortecedores são promissoras, pois dissipam a energia devida ao carregamento externo reduzindo os efeitos sobre os componentes críticos da estrutura. Posteriormente, esses amortecedores, que possivelmente sofreram o efeito de plastificação, serão substituídos deixando a estrutura sem danos. Estes amortecedores são classificados em amortecedores viscosos, viscoelásticos, friccionais e metálicos.

Os amortecedores viscosos constituem uma solução possível para atenuar as vibrações em estruturas de Engenharia Civil. A utilização de amortecedores viscosos lineares tem a vantagem de conduzir a cálculos mais simples e a um funcionamento aceitável na maioria das aplicações, sendo a solução adaptada em muitos casos práticos (Weber et al., 2006). Todavia, é difícil evitar algum grau de não-linearidade. Além disso, os amortecedores não-lineares podem ser mais eficazes na resposta a determinados tipos de ações externas sendo preferível, em alguns casos, optar por um dispositivo deste gênero.

Amortecedores viscoelásticos consistem em material polimérico colado entre chapas de aço de uma ou várias camadas e são projetados para dissipar a energia de vibração em forma de calor quando submetidos a deformações cíclicas de cisalhamento. O efeito do aumento da temperatura no interior do material viscoelástico é devido ao movimento cíclico. Tem sido empregado com sucesso para reduzir vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos (Keel e Mahmoodi, 1986). A pesquisa e o desenvolvimento destes amortecedores para aplicações sísmicas começaram no início de 1990. Além de uma elevada capacidade de dissipação de energia mecânica, possuem ainda uma força de restituição semelhante à exercida por uma mola, de tal modo que seu o comportamento global pode ser idealizado através de um



amortecedor viscoso e uma mola ligada em paralelo. Todavia, estes amortecedores apresentam alguns inconvenientes, particularmente porque o seu comportamento é fortemente dependente da frequência das vibrações e dos níveis de tensão e temperatura instalados, dificultando a previsão do seu desempenho numa estrutura (Soong e Dargush, 1997).

A característica comum entre amortecedores viscosos e os viscoelásticos é que ambos dissipam energia em todos os níveis de deformação e em uma ampla faixa de frequências de excitação. Já os amortecedores de atrito dissipam a energia apenas quando a força de deslizamento for alcançada e ultrapassada. Amortecedores metálicos, por outro lado, dissipam energia através da deformação inelástica do material.

Amortecedores friccionais são uma adequada solução para dissipar a energia das vibrações em estruturas, convertendo a energia mecânica em energia calórica. Neste caso, procura-se instalar forças de controle que se opõem ao movimento do sistema, as quais dependem essencialmente da rugosidade das superfícies sólidas das placas deslizantes que constituem o amortecedor e da força que as comprime. As principais vantagens desse tipo de amortecedor são a facilidade de se ajustar através da regulação da força de compressão nas placas e o fato de serem relativamente insensíveis às variações de temperatura e frequência das vibrações.

Em geral, os dispositivos de histerese têm baixa resistência à fadiga e dissipam a energia através de um mecanismo que é independente da taxa de frequência do carregamento, número de ciclos da carga, ou variação de temperatura. Incluem-se nos dispositivos de histerese, os amortecedores metálicos que utilizam o escoamento de metais como o mecanismo de dissipação, e amortecedores de atrito que geram calor seco por atrito no deslizamento. Os dois tipos de dispositivos são inerentemente não-lineares e este fato deve ser considerado na análise estrutural, bem como no projeto, de modo a poder aproveitar o máximo da ductilidade disponível do material utilizado.

Os amortecedores de fricção contam com a resistência desenvolvida entre duas interfaces sólidas deslizantes uma em relação à outra. Durante graves excitações sísmicas o dispositivo desliza com uma carga pré-determinada, permitindo a dissipação de energia pelo atrito e, ao mesmo tempo, provocando mudanças nos modos de vibração. Eles não são suscetíveis a

efeitos térmicos, têm um desempenho confiável e possuem um comportamento histerético estável em uma ampla gama de condições de excitação. Esta última característica é uma característica desejada para um dispositivo destinado a proteger um sistema estrutural durante um terremoto de longa duração, ou seja, eles podem fornecer um mecanismo para dissipação de uma grande quantidade de energia, têm boas características de desempenho e seu comportamento é menos afetado pela frequência de carga, número de ciclos de carga, ou mudanças de temperatura.

Estes dispositivos de fricção são dispositivos de dissipação de energia que geram o ciclo de histerese retangular, como mostrado na figura 2.2(b) que corresponde a um comportamento rígido-plástico. Por isso, os sistemas de histerese são frequentemente chamados de dependentes de deslocamento. Por outro lado, os amortecedores metálicos apresentam o comportamento de histerese dado pela figura 2.2(a).

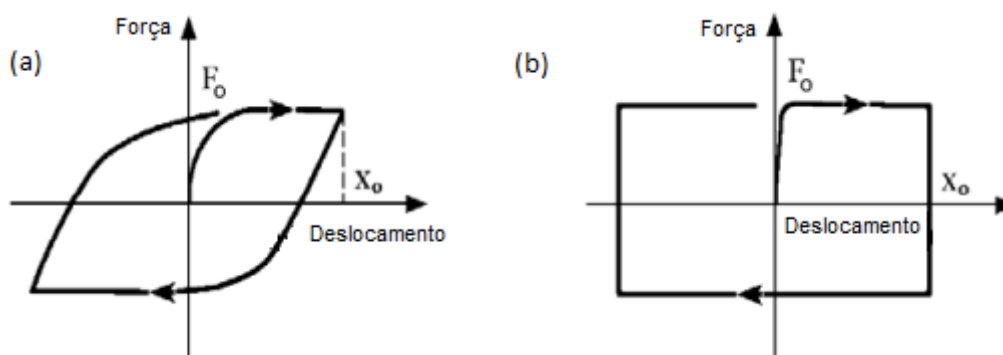


Figura 2.2 - Laços de histerese para dispositivos de escoamento metálico e de fricção

Apesar de o atrito ter sido utilizado de forma eficaz para o controle de movimento durante séculos, o desenvolvimento de dispositivos de fricção para uso em estruturas civis para controlar a resposta sísmica só foi desenvolvido na década de 1970. Variações de alguns projetos desses amortecedores têm sido estudadas na literatura, e diferentes formas das partes físicas têm sido patenteadas, sendo agora disponível comercialmente: amortecedor de fricção apoiados em X, amortecedor de fricção Sumitomo, Sumitomo (1987), dissipador de energia de contenção, e os dispositivos de fricção Tekton, (Pall, et al, 1980), (Yang e Popov, 1995), (Kelly, 1993). Estes dispositivos diferem em sua complexidade mecânica e nos materiais utilizados para as superfícies deslizantes. Vários edifícios já foram construídos ou adaptados com estes dispositivos de fricção (Pall, et al, 1993).

O amortecedor apoiado em X, indicado na figura 2.3, foi proposto por Pall e Marsh (1982) e posteriormente melhorado com o desenvolvimento dado por Wu et al. (2005). Os detalhes de construção, operação e força de amortecimento do amortecedor melhoraram quando comparados com os amortecedores de atrito Pall originais.

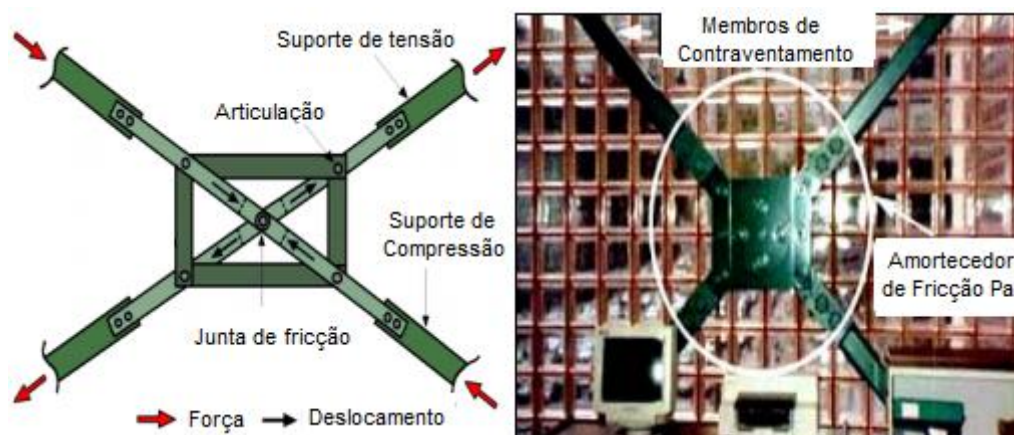


Figura 2.3 - Amortecedor de fricção Pall  
(Baseado em Pall e Marsh, 1982)

O amortecedor de fricção uniaxial, indicado na figura 2.4, fabricado pela Sumitomo Metal Industries Ltda, utiliza um projeto um pouco mais sofisticado. A mola interna pré-comprimida exerce uma força que é convertida por meio da ação de cunhas internas e externas em uma força normal sobre as almofadas de atrito. Esse coxim de fricção com liga de cobre contém inserções de grafite, que fornece lubrificação seca. Isso ajuda a manter um coeficiente consistente de atrito entre as pastilhas e a superfície interna do invólucro de aço inoxidável.

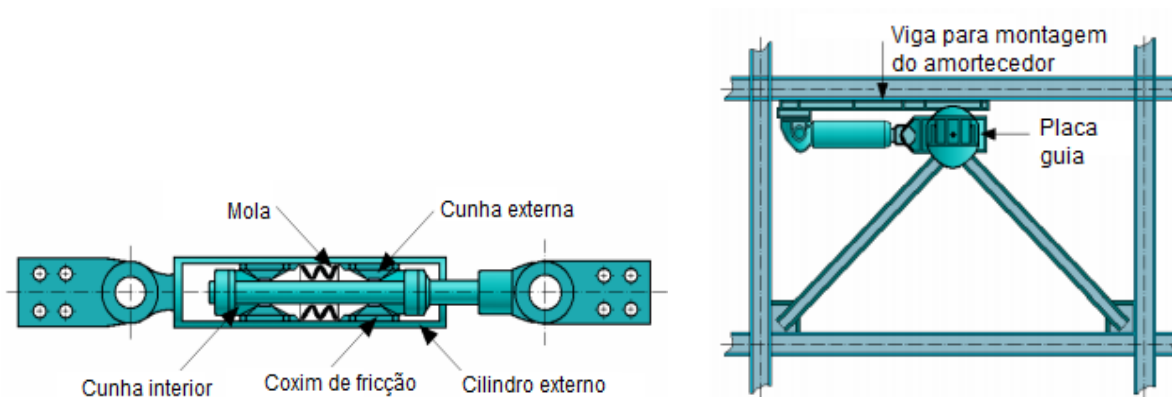


Figura 2.4 - Amortecedor de fricção uniaxial e sua instalação em estrutura de aço  
(Baseado em Sumitomo Metal Industries Ltda)

Aiken e Kelly (1990) indicaram que a resposta destes amortecedores é extremamente regular e repetível com laços de histerese retangular. Além disso, o efeito da frequência de carregamento e amplitude, número de ciclos, ou temperatura ambiente sobre a resposta do amortecedor foi relatado como insignificante. Os autores realizaram exames experimentais e numéricos deste amortecedor instalado em uma estrutura de aço com nove andares. O desempenho dos amortecedores de atrito foi excelente. Os laços de histerese mostraram ser muito consistentes, o comportamento de Coulomb tornou-se quase ideal durante toda a duração do teste e cerca de 60% da energia de entrada foi dissipada no amortecedor.

Nesta categoria tem-se ainda um dispositivo que usa a extrusão de chumbo (LED), sigla em inglês, para dissipar energia através das propriedades histeréticas do metal. O processo de extrusão consiste em forçar um pistão de chumbo através de um buraco ou de um orifício, mudando assim a sua forma. LEDs foram primeiramente sugeridos por Robinson e Greenbank, (1976) como um dispositivo passivo de dissipação de energia para as estruturas de base isolada na Nova Zelândia. Como pode ser visto na figura 2.5(a), existem dois tipos de LEDs que foi introduzido por Robinson, (1982). O primeiro dispositivo consiste de um tubo de paredes espessas e um eixo coaxial com um pistão. Existe uma constrição no tubo entre as cabeças do pistão que é preenchido com chumbo. O eixo central se estende para além das extremidades do tubo. Quando ocorre a excitação externa, o pistão se move ao longo do tubo e o chumbo é forçado a ir para frente e para trás através do orifício formado pela constrição do tubo.

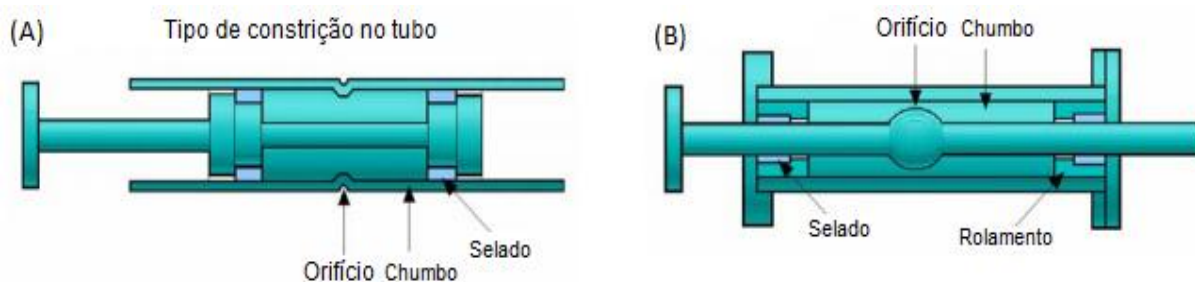


Figura 2.5 - Dispositivos com extrusão de chumbo  
(Baseado em Robinson, 1982)

O segundo tipo de LED é similar ao primeiro, figura 2.5 (b), exceto que o orifício de extrusão é formado por uma saliência no eixo central e não por uma constrição no tubo. O eixo é suportado por rolamentos que também servem para manter o chumbo no lugar. Com os movimentos do eixo, o chumbo deve ter a extrusão pelo orifício formado pela protuberância do tubo. Semelhante à maioria dos dispositivos de fricção, o comportamento histerético do LED é essencialmente retangular. Estes dispositivos se caracterizam por uma vida longa e não têm de ser substituídos ou reparados após uma excitação devida a ações dinâmicas, desde que o chumbo do amortecedor não retorne ao seu estado indeformado após a excitação. São insensíveis às condições ambientais e aos efeitos do envelhecimento que são vantagens bastante desejadas.

O amortecedor de fricção do tipo restrição de dissipação de energia (EDR), sigla em inglês, mostrado na figura 2.6, foi fabricado pela Fluor Daniel Inc. (1989), e sua concepção é superficialmente semelhante ao amortecedor Sumitomo, uma vez que este dispositivo também inclui uma mola interna e cunhas envoltas em um cilindro de aço. No entanto, existem algumas características inovadoras do EDR que produzem características de resposta muito diferentes. O EDR utiliza cunhas de fricção de aço e bronze para converter a força axial da mola em pressão normal atuando na parede do cilindro. Portanto, a superfície de atrito é criada pela interface entre as cunhas de bronze e o cilindro de aço. O comprimento da mola interna pode ser alterado durante a operação para fornecer uma força de atrito com deslizamento variável.

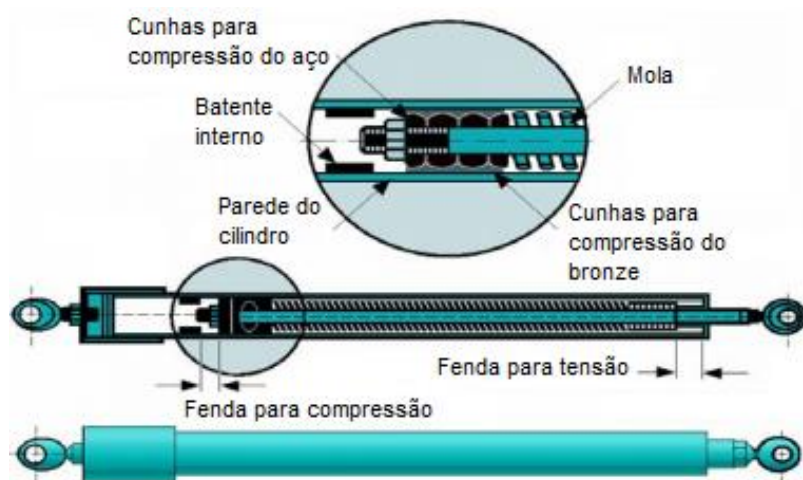


Figura 2.6 - Contenção de dissipação de energia  
(Baseado em Fluor Daniel Inc., 1989)

Outro modelo de controle são os sistemas de contraventamento, fabricados a partir de barras de aço redondo para estruturas cruzadas, como mostrado na figura 2.7. Segundo Skinner et al, (1980) e Tyler, (1985) estes tipos de controle têm sido desenvolvidos na Nova Zelândia. Nos sistemas de contraventamento com escoamento do aço a energia é dissipada pela deformação inelástica do quadro de aço retangular no sentido da diagonal do tirante. Várias modificações dos dissipadores de aço cruzados foram desenvolvidas e instaladas na Itália (Ciampi, 1991).

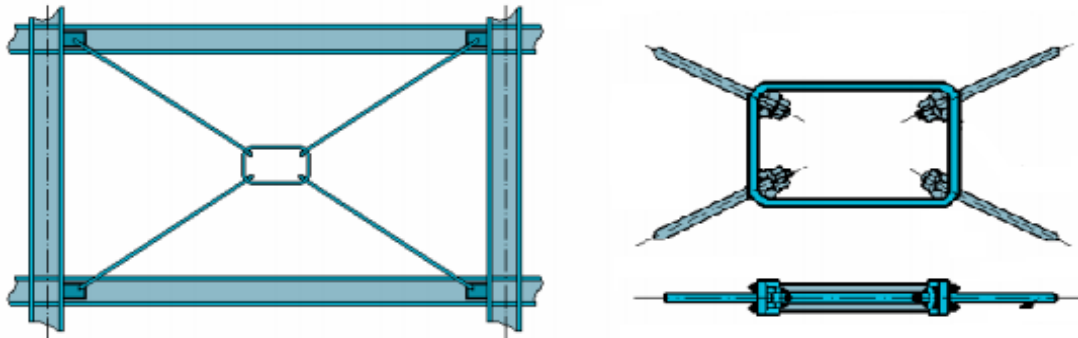


Figura 2.7 - Sistemas de contraventamento com escoamento do aço  
(Baseado em Ciampi, 1991)

Cabe lembrar que todos os amortecedores metálicos trabalham com escoamento e podem ser eficazes na redução da resposta de estruturas ao carregamento provocado por ações dinâmicas. A faixa de deformação pós-escoamento desses amortecedores é uma grande preocupação, que deve ser abordada para garantir que os amortecedores possam sustentar um número suficiente de ciclos de deformação sem fadiga prematura. Outro problema, que deve ser cogitado com cuidado, é o comportamento histerético estável dos amortecedores sob repetidas deformações inelásticas.

### **2.3.2 – Controle ativo, semi-ativo e híbrido**

Os controles estruturais semi-ativo e ativo, são um tipo de proteção estrutural em que o movimento de uma estrutura é controlado ou modificado por meio da ação de um sistema de controle através de fornecimento de energia externa.

O controle ativo é mais efetivo do que o passivo. Adapta-se a diferentes condições de carga, por meio de um sensor de resposta estrutural, que determina a força de controle a ser aplicada na estrutura. No entanto esses dispositivos precisam de grande quantidade de energia para trabalhar e podem introduzir instabilidade à estrutura (Yang, 2001). Apesar da elevada eficiência demonstrada por dispositivos deste gênero no controle de vibrações, apresentam custos elevados e um menor grau de confiabilidade do que os sistemas passivos.

Os dispositivos de controle semi-ativo possuem propriedades que controladas reduzem a resposta do sistema. Este dispositivo não adiciona energia ao sistema controlado e garante a estabilidade demonstrando ser mais efetivo e confiável do que o controle passivo e o controle ativo (Yang, 2001)

Os sistemas híbridos são aqueles que resultam da combinação de diferentes sistemas de controle (ativo e passivo) com o objetivo de combinar os efeitos e tirar partido das vantagens associadas a cada um deles. Necessita de forças de menores magnitudes nos atuadores, o que gera a uma considerável redução no custo além de ter um desempenho mais eficiente comparado ao sistema passivo. No caso de falta de energia, o seu componente passivo ainda oferece certo grau de proteção à estrutura. Portanto, supre as principais desvantagens dos controles passivo e ativo isoladamente.

## 3 – AMORTECEDORES METÁLICOS

### 3.1 – INTRODUÇÃO

Este estudo concentra-se nos amortecedores hysteréticos, especialmente os amortecedores metálicos do tipo barras de contraventamento, utilizados para reduzir as forças e deformações produzidas por carregamentos dinâmicos como os movimentos induzidos pelo vento nas estruturas.

Os amortecedores hysteréticos, como já mencionado, são sistemas que baseiam a sua ação de controle nas sucessivas deformações plásticas associadas ao comportamento hysterético do material constituinte que é normalmente um metal possuidor de características de elevada ductilidade (Soong e Dargush, 1997). Em estruturas tradicionais de aço, o projeto para combater às ações dinâmicas depende desta ductilidade pós-escoamento de elementos estruturais para fornecer a dissipação necessária.

As características mais desejáveis dos amortecedores metálicos são o comportamento hysterético estável e insensibilidade em relação à mudança na temperatura. Esses dispositivos são relativamente baratos e suas propriedades são estáveis durante toda a existência da estrutura, sendo substituíveis somente após um evento que o leve à plastificação.

Para reduzir a demanda de dissipação de energia nos principais elementos como vigas e pilares e assim resistir a fortes terremotos com pequenos danos reparáveis, teve-se a ideia de utilizar separadamente os amortecedores hysteréticos metálicos dentro de uma estrutura. Os trabalhos desenvolvidos por Kelly et al. (1972) e em seguida, Skinner et al. (1975), e consideram-se os iniciais no estudo da dissipação de energia mediante amortecedores metálicos. Vários dos dispositivos considerados por estes pesquisadores incluíram vigas submetidas à torção mostrada na figura 3.1(a), vigas de flexão indicado na figura 3.1(b) e amortecedores de lâmina na forma de “U” como mostrado esquematicamente na figura 3.1(c).



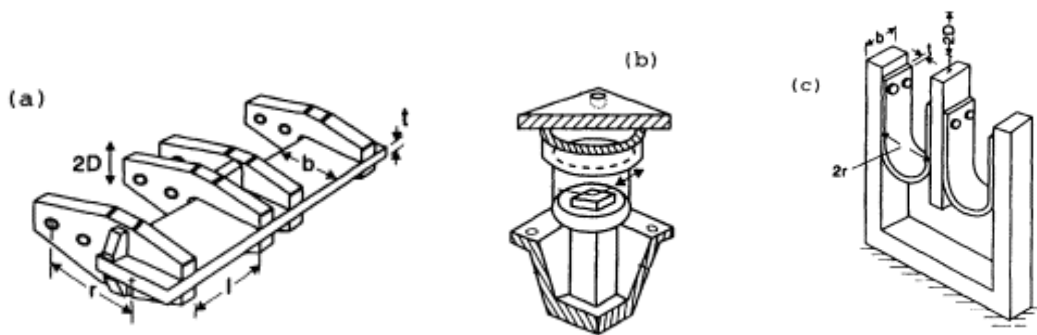


Figura 3.1 - Geometrias de amortecedores metálicos

A deformação inelástica dos elementos estruturais pode dissipar uma quantidade significativa de energia, daí a utilidade dos amortecedores metálicos. No entanto, o escoamento controlado de elementos estruturais resulta em deformações permanentes.

Ao utilizar estes amortecedores uma porção de energia vibratória é absorvida ou consumida em locais selecionados de uma estrutura através do escoamento de elementos metálicos especialmente concebidos para este fim. Uma vez que estes sistemas de proteção são separados da estrutura principal, eles agem como um “fusível estrutural” que pode ser substituído após um grave evento dinâmico. Diferentes dispositivos têm sido propostos na literatura, incluindo: a extrusão de chumbo (Robinson e Greenback, 1976), de torção da viga (Kelly, et al, 1972) amortecedores de deformação à flexão em forma de X (Stiemer et al., 1981), de forma triangular (Bergman e Goel, 1987), em forma de U (Aguirre e Sanchez, 1992), etc.

Segundo Soong e Dargush (1997), a fim de efetivamente incluir esses dispositivos no projeto de uma estrutura, é preciso que o amortecedor seja capaz de caracterizar o comportamento força-deslocamento não linear, sob cargas arbitrárias cíclicas. Özdemir em 1976 foi o primeiro a empregar analogias da teoria elastoplástica e viscoelástica existentes para desenvolver formas apropriadas para as relações força-deslocamento de elementos metálicos sob cargas dependentes do tempo. Além disso, Özdemir detalhou algoritmos numéricos eficientes a fim de obter respostas de estruturas metálicas com amortecedores submetidos à mesma carga como a causada por um terremoto. Pouco tempo depois, Bhatti et al. (1978) empregaram esta metodologia para estudar a resposta das estruturas que utilizam amortecedores de torção em conjunto com um sistema de isolamento sísmico.

Entre outros dispositivos metálicos têm-se os amortecedores na forma de placas X e os amortecedores triangulares, que são apresentados abaixo:

Amortecedores na forma de placas X são provavelmente os mais populares entre os amortecedores metálicos. Eles são formados por duas placas triangulares ligadas pelo vértice, como mostrado na figura 3.2. Consequentemente, estes amortecedores resistem principalmente às forças horizontais relacionadas com o deslocamento entre andares via deformação à flexão das placas individuais. Além de certo nível de força, as placas escoam e, portanto, fornecem dissipação de energia. A forma simétrica das placas ajuda a produzir escoamento quase uniforme sobre a superfície da placa inteira.

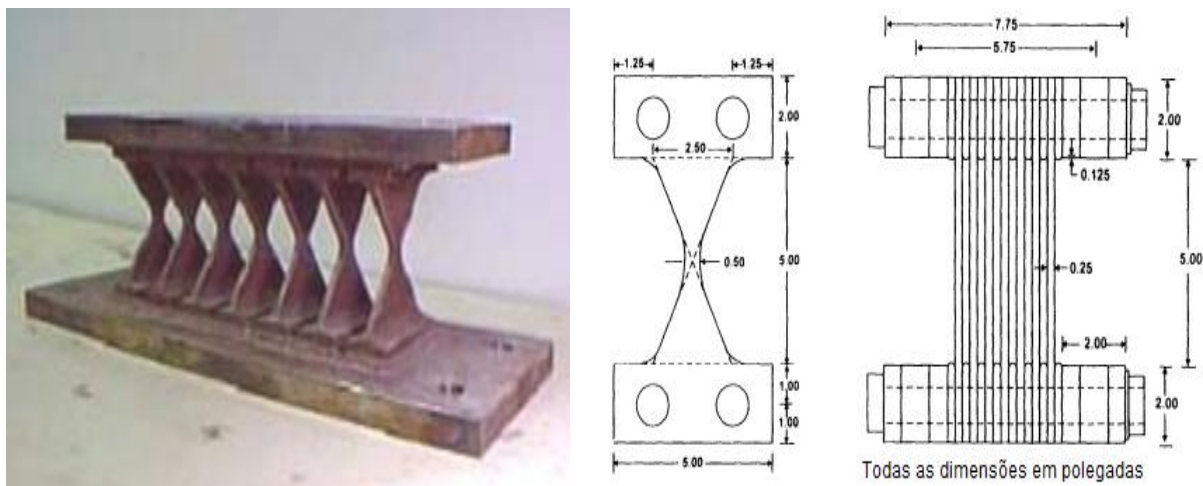


Figura 3.2 - Amortecedor ADAS na forma de placas X  
(Baseado em Soong e Dargush, 1997)

Os resultados de estudos dos amortecedores na forma de placas X mostraram que eles exibiram bom desempenho e provaram ser estáveis quando submetidos a grandes cargas de cisalhamento gerando flexão nas placas triangulares com tensão praticamente constante ao longo de suas faces. Abrangentes estudos experimentais destes amortecedores foram realizados por Bergman e Goel, (1987) e Whittaker et al., (1991). Algumas aplicações de análise estrutural não-linear para construção de pórticos incorporando amortecedores metálicos também podem ser encontradas em Xia e Hanson (1992), Jara et al., (1993).

Estes dispositivos aumentam a rigidez da estrutura, alguns modelos assumem a designação de ADAS (“Added Damping and Stiffness”), e outros de TADAS (“Triangular-plate Added Damping and Stiffness”). Apesar de constituírem uma solução relativamente econômica e de serem eficazes na redução da resposta sísmica apresentam, no entanto, deformações permanentes após o seu funcionamento o que obriga à sua substituição.

Na figura 3.3 apresentam-se amortecedores com placa triangular juntamente com sua serie de ciclos de carga-descarga num dispositivo de histerese do tipo TADAS. Eles foram originalmente desenvolvidos na Nova Zelândia e utilizados em aplicações em várias bases de isolamento. Mais tarde, depois do trabalho experimental realizado por Tsai e Hong (1992), eles também foram usados nos edifícios. Dispositivos de aço triangular também têm sido utilizados no Japão. Dispositivo semelhante para os amortecedores com placa triangular foi desenvolvido pela Obayashi Corporation (Soong e Constantinou, 1994).

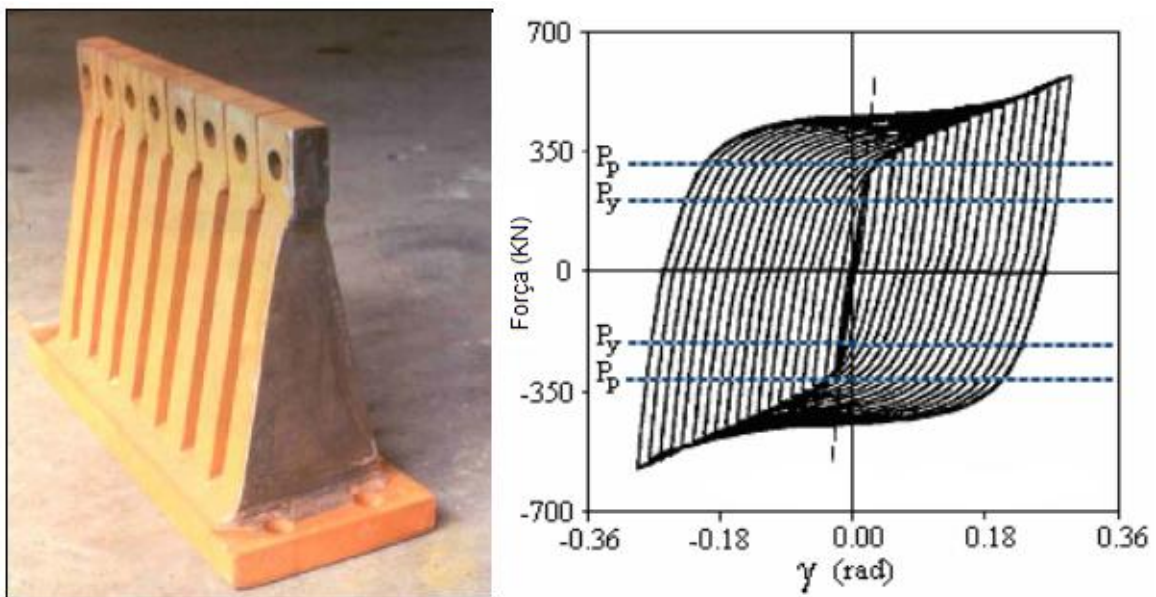


Figura 3.3 - Amortecedor TADAS na forma triangular e os seus ciclos de histerese (Baseado em Tsai e Tsai, 1997)

### **3.2 – PESQUISAS ATUAIS SOBRE AMORTECEDORES METÁLICOS HISTERÉTICOS**

Recentemente foram propostos na literatura diferentes dispositivos histeréticos como os descritos por Curadelli (2003), Motamedi e Nateghi (2004), Tovar e López (2004), Movaffaghi e Friberg (2006), Motamedi et al., (2008) e Yousefzadeh et al., (2011). Neste contexto, o presente trabalho visa contribuir na análise do comportamento e eficiência dos amortecedores metálicos do tipo barras de contraventamento aplicados à redução de vibrações.

Curadelli (2003) desenvolveu o projeto e a construção de um amortecedor baseado nas propriedades do chumbo para ser utilizado em estruturas submetidas a ações dinâmicas. Analisou dois pórticos, um de dez andares e três vãos em estrutura de aço, outro com seis andares e três vãos em estrutura de concreto, colocou suportes diagonais em todos os vãos centrais em ambos os modelos estudados. Enfatizou que tanto para construções de aço como de concreto, foram obtidas reduções na probabilidade de colapso da ordem de 80%. Encontrou em seus estudos uma notável estabilidade nos ciclos de histerese sem sinal de degradação na rigidez ou resistência e verificou a grande capacidade de dissipar energia. Desenvolveu ferramentas para determinar a resposta estrutural de forma precisa e definiu parâmetros de projeto ótimos do sistema de dissipação de energia.

Motamedi e Nateghi (2004) estudaram um novo tipo de amortecedor metálico, um tubo metálico de parede fina sanfonado (AMD), sigla em inglês, como dispositivo de absorção passiva de energia. Com base nos estudos realizados, os autores concluem que os tubos utilizados como amortecedores histeréticos têm o mesmo comportamento estável em tração ou compressão e podem sofrer uma grande deformação no estado estável e absorver a energia.

Tovar e López (2004) estudaram o efeito da posição e do número de amortecedores na resposta sísmica de uma estrutura de cinco andares submetida a dois movimentos do solo causados por terremoto, e compararam a resposta dos sistemas de amortecimento, considerando o amortecedor clássico e não-clássico para várias distribuições. Concluíram que a colocação de amortecedores em locais estratégicos influencia significativamente a resposta

estrutural e que um grande número de amortecedores nem sempre conduz ao melhor benefício em termos de redução do deslocamento para todos os andares. Assim, optando-se por colocar apenas um amortecedor, ele deve estar localizado no primeiro andar, no caso de mais de um amortecedor a melhor localização é colocar um por andar. Ele não recomenda uma distribuição de amortecedores concentrados em apenas alguns andares, porque poderiam ser obtidos grandes erros na resposta estrutural.

Movaffaghi e Friberg (2006) utilizaram uma ferramenta para otimização de um projeto estrutural, com base em um algoritmo genético, ligado a um programa de elementos finitos. Foi testado para encontrar o melhor projeto dos amortecedores passivos em termos de número e posição ideais em uma estrutura tridimensional de aço submetida a movimentos dinâmicos. Para um dado número de amortecedores, a ferramenta propõe posicionamentos ótimos, a fim de reduzir a função custo/benefício. Os autores concluíram que seis amortecedores otimamente colocados resultam mais eficazes que a colocação de doze que leva a um amortecimento quase total da estrutura. Este resultado é interessante devido à interação solo/estrutura do modelo tridimensional. Se a análise for realizada sem essa interação, o que não é realista, a solução ótima seria a estrutura totalmente amortecida com 12 amortecedores. Isso mostra a importância da realização de uma análise com interação solo-estrutura.

Motamedi et al. (2008) estudaram o comportamento experimental dos amortecedores metálicos sanfonado preenchidos (FAMD), sigla em inglês, aos quais foi introduzida uma espuma polimérica. Os autores concluíram com base nos resultados experimentais, que o uso de espuma de poliuretano como enchimento no interior dos amortecedores metálicos sanfonados ajudou a controlar o modo de flambagem de amortecedores sob carga cíclica axial e evitou o contato dos corrugados (concentração de deformação entre rugas), e conseqüentemente, aumentou o número de ciclos antes da falha do amortecedor.

Yousefzadeh et al. (2011) pesquisaram a instalação otimizada do amortecedor TADAS no momento resistente de estruturas de aço com base numa análise custo-benefício, considerando a aplicação do número mínimo de amortecedores em um edifício com o objetivo de restringir ao máximo o dano nos membros principais. Foram utilizados algoritmos genéticos para determinar a localização ideal e as características destes amortecedores para em seguida

encontrar o índice de dano para cada membro e o índice médio ponderado de danos de todos os membros.

### **3.3 – AMORTECEDORES METÁLICOS TIPO BARRAS DE CONTRAVENTAMENTO**

Durante um carregamento dinâmico, a energia cinética é liberada e transferida à estrutura na qual atua o carregamento. A maneira pela qual esta energia é dissipada determina o nível de danos. Todos os códigos de construção reconhecem que não é economicamente viável dissipar esta energia dinâmica utilizando a capacidade elástica dos materiais. A estratégia comum é aceitar que nas estruturas uma parte devidamente escolhida sofrerá escoamento, garantindo que a plastificação ocorra em local controlado e de forma dúctil.

Portanto, outro modelo de controle agora apresentado são as barras de reforço, que são fabricadas a partir de perfis de aço para estruturas. Os sistemas de contraventamento com escoamento de aço têm sido alvo de pesquisas no Japão (Takenaka Corporation, 1998) e na Índia (Deulkar et al, 2010). A energia é dissipada pela deformação inelástica do perfil que se encontra no sentido diagonal e que apresenta menor inércia em relação às vigas e pilares, permitindo assim que os principais elementos estruturais permaneçam dentro da faixa elástica. Este tipo de amortecedor trabalha com escoamento do material e apresenta um comportamento histerético estável sob repetidas deformações inelásticas e é eficaz na redução da resposta de estruturas ao carregamento de fortes ventos ou terremotos.

Em 1998, a empresa Takenaka Corporation recebeu uma encomenda para o trabalho de fortalecimento contra terremotos do Green Building Hiroshima, que foi concebido em 1965, utilizando o método de controle por meio de uma cinta sem vínculo que se apoia no contraventamento que sofrerá os efeitos de plastificação oriundos do sismo. O trabalho deveria ser realizado com o prédio em funcionamento, ou seja, enquanto se realizavam a operações comerciais nos escritórios e sem que resultasse em perda de qualidade do ambiente utilizado, como entrada de luz. Por isso, optou-se pelo controle de vibração por meio de uma cinta de reforço, sem vínculo, em aço com baixíssimo ponto de escoamento, mostrado na figura 3.4, instalada diagonalmente sobre as janelas nos quatro cantos do edifício. O aço utilizado tem um ponto de menor escoamento que o aço comum. No entanto, apresenta uma boa capacidade de alongamento, sendo um aço de baixo custo e altamente confiável.

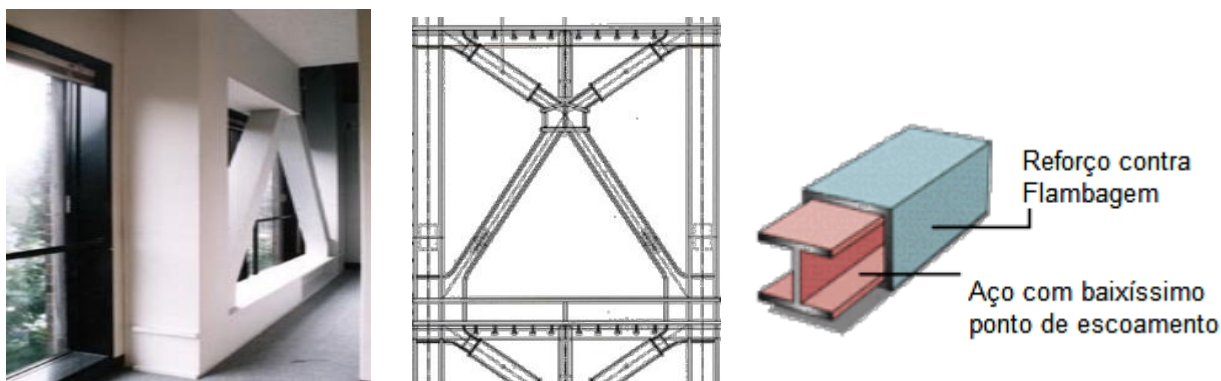


Figura 3.4 – Controle de vibração utilizando cinta sem vínculo  
(Baseado em Takenaka Corporation, 1998)

Em 2010, Deulkar, et al pesquisaram uma cinta que impede a flambagem lateral das barras de contraventamento (BRB), sigla em inglês, utilizadas para controle de vibração da estrutura de um edifício (figura 3.5). Foram realizadas análises não linear no tempo de um pórtico com cinco andares, submetido ao terremoto *El Centro*. Utilizaram-se os parâmetros: período natural, histórico de deslocamento e de cisalhamento e as forças axiais para avaliar o desempenho estrutural. Com o uso da cinta observaram-se reduções bastante significativas dos deslocamentos nos modelos com contraventamento no formato de telhado de casa convencional, ou seja, com o formato do acento circunflexo “^” que restringe a flambagem.

Os BRBs são também uma alternativa confiável e prática para melhorar as estruturas existentes e as novas submetidas a carregamentos dinâmicos. Estes contraventamentos são uteis para controlar os deslocamentos da estrutura quando recebe a ação de ventos assim como de sismos. Eles também são simples de anexar ao pórtico e de custo acessível.



Figura 3.5 – Controle de vibração utilizando cinta BRB  
(Baseado em Deulkar, et all, 2010)



### **3.4 - PRINCÍPIOS BÁSICOS**

Apesar das diferenças observadas na configuração geométrica dos dispositivos apresentados, os mecanismos dissipativos em todos os casos resultam da deformação inelástica de um metal. Normalmente é utilizado aço carbono, ligas de metal e por vezes podem ser empregados um ou mais metais não usuais. O comportamento destes amortecedores pode ser representado por formulações matemáticas baseadas na teoria da plasticidade ou viscoplasticidade.

#### **3.4.1 – Plasticidade**

Nos últimos anos, tem havido considerável interesse na aplicação da teoria macroscópica de plasticidade para resolver problemas de engenharia associados com projetos estruturais e tecnológicos com conformação de metais.

Segundo Chakrabarty (1987), a teoria da plasticidade é o ramo da mecânica que lida com o cálculo de tensões e deformações em um corpo, feito de material dúctil, permanentemente deformado pela ação de um conjunto de forças aplicadas. A teoria é baseada em certas observações experimentais sobre o comportamento macroscópico de metais em estado uniforme de tensões combinadas. Os resultados observados são idealizados por formulações matemáticas para descrever o comportamento de metais sob tensões complexas. Ao contrário dos sólidos elásticos, em que o estado de deformação depende apenas do estado final de tensão, a deformação que ocorre em um sólido é plástica e é determinada pelo histórico do carregamento. O problema da plasticidade é, portanto, de natureza essencialmente incremental, a distorção final do sólido é obtida como o somatório das distorções incrementais seguindo o caminho da deformação.

Em geral, nos projetos de componentes estruturais, admite-se que as solicitações impostas conduzem a um comportamento elástico dos materiais que os constituem. No entanto, por motivos de segurança, é necessário prever o comportamento dos componentes perante o aparecimento de deformações com características plásticas.

Projetos estruturais com base na estimativa de cargas de colapso são mais econômicos do que os projetos elásticos, já que o método plástico tira a máxima vantagem da ductilidade disponível do material. (Chakrabarty, 1987).

O diagrama tensão-deformação da figura 3.6(a) é característico da maioria dos metais. Com cargas correspondentes à tensão nominal inferior à tensão  $\sigma_y$ , a resposta da amostra é totalmente elástica com tensão  $\sigma_n$  proporcional à deformação  $\epsilon$ . Neste intervalo, o estado inicial é alcançado novamente com a remoção da carga aplicada, e não há dissipação de energia, ou seja, a tensão é proporcional à deformação, definida pela lei de Hooke, onde o módulo de elasticidade é dado pela inclinação da reta no diagrama tensão-deformação. Por outro lado, quando a tensão nominal excede a tensão de escoamento (isto é, para além do ponto Y sobre a curva), ocorre deformação plástica irreversível em conjunto com a dissipação de energia inelástica. É útil dividir a tensão total em B considerando as contribuições elástica ( $\epsilon_{el}$ ) e inelástica ( $\epsilon_{in}$ ), conforme indicado no diagrama. (Soong e Dargush, 1997).

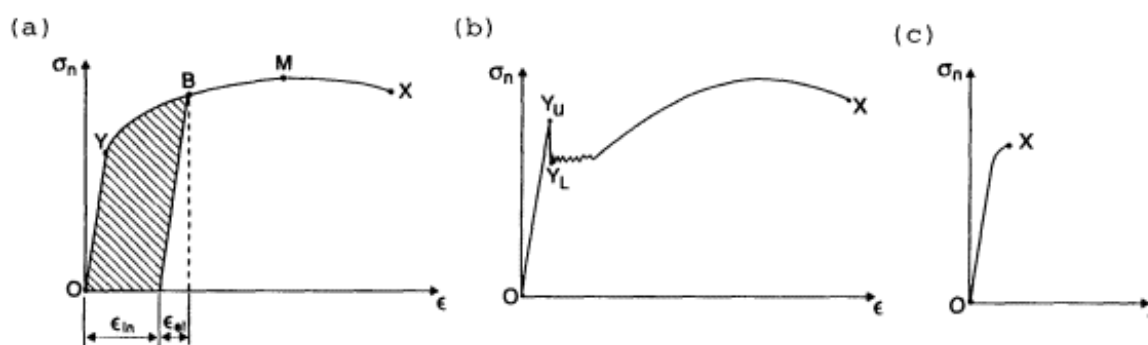


Figura 3.6 – Diagramas Convencionais de Tensão-Deformação  
 (a) Material dúctil (b) Material tipo aço recozido (c) Material frágil

A energia, ou mais precisamente a densidade de energia, é medida pela área sob a curva tensão-deformação entre os pontos O e B. Parte dessa energia é recuperável. No entanto, o restante, associado à deformação inelástica  $\epsilon_{in}$  é identificado pela parte sombreada da figura 3.6(a), é dissipativo, ou seja, uma parcela significativa é convertida em calor. (Soong e Dargush, 1997).

Deve-se notar, entretanto, que o aço recozido e algumas outras ligas se comportam como retratados na figura 3.6(b). Já a curva tensão-deformação, mostrada na figura 3.6(c) é típica de um metal frágil ou quebradiço tal como o ferro fundido. Obviamente, este tipo de material

não é adequado para uso em amortecedores metálicos, já que ocorre pouca dissipação de energia antes da fratura. (Soong e Dargush, 1997).

Na região plástica, isto é, quando o nível de carregamento corresponde a um valor para a tensão superior à tensão de plastificação, o incremento de deformação plástica é acompanhado de um incremento de tensão, acontecendo, portanto, um encruamento do material.

Em geral, a curva tensão-deformação de descarregamento pós-deformação plástica (AA' do gráfico da figura 3.7) não é exatamente linear e paralela à porção elástica inicial da curva. No carregamento seguinte (curva A'A'') observa-se que a curva não coincide com a curva de descarga, retomando a curva inicial em A''. Este fenômeno é conhecido por histerese.

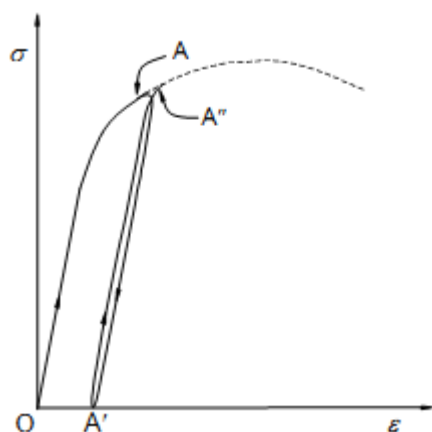


Figura 3.7 – Gráfico com carregamento e descarregamento

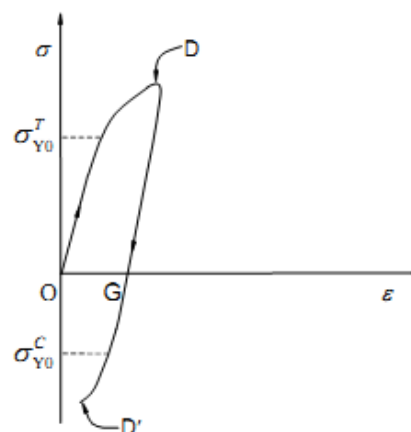


Figura 3.8- Efeito de Bauschinger

Consequentemente, a fim de desenvolver modelos de amortecedores metálicos, deve-se estender a discussão de comportamento às reversões de carga que envolvem excursões para a faixa inelástica. Considere-se na figura 3.8 o seguinte ciclo de carregamento: o corpo de prova é submetido a um esforço de tração de modo a que, na respectiva curva tensão-deformação se atinja o ponto D, portanto, para além do ponto representativo da tensão de plastificação ( $\sigma_{Y0}$ ); neste ponto (D) o carregamento é totalmente retirado, permanecendo uma deformação plástica (ponto G); seguidamente aplica-se um esforço, agora de compressão, atingindo-se o ponto D'. Como se esquematiza na mesma figura, os valores em módulo, para a tensão de plastificação à tração ( $\sigma_{Y0}^T$ ) e à compressão ( $\sigma_{Y0}^C$ ) não coincidem, verificando-se que a tensão de

plastificação à tração é maior que à compressão, ou seja,  $\sigma_{Y0}^T > \sigma_{Y0}^C$ . Esta dependência da tensão de plastificação com o sentido de carregamento é conhecida como efeito de Bauschinger (Dieter, 1976).

Os trabalhos experimentais de Chakrabarty (1987) demonstraram que nos ensaios de tração realizados a temperaturas superiores à temperatura ambiente se obtêm valores diferentes, quer para as constantes elásticas, quer para as propriedades de resistência, dos obtidos à temperatura ambiente. Por exemplo, os aços ao carbono revelam um aumento da resistência à tração para temperaturas até 300°C a partir da qual a resistência à tração é reduzida em aproximadamente 50% até temperaturas da ordem de 500 a 600°C. De um modo geral, para os metais, verifica-se um decréscimo da tensão de plastificação com o aumento da temperatura (figura 3.9).

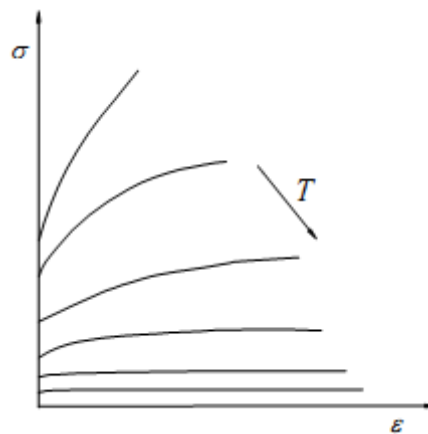


Figura 3.9 - Dependência da tensão de plastificação com a temperatura

Salienta-se que esta pesquisa de dissertação necessitou dos fundamentos teóricos da plasticidade, necessários para descrever modelos constitutivos dos materiais usados em amortecedores. Aplicaram-se estas noções de plasticidade ao encontrar os deslocamentos e acelerações máximos, utilizando análises linear e não-linear, considerados importantes parâmetros de projeto, pois fornecem uma indicação das forças exercidas sobre os equipamentos e as peças móveis da edificação.

Ressalta-se que na análise linear os esforços, deslocamentos e tensões são diretamente proporcionais ao carregamento considerado, isto é, enquanto os materiais constituintes da estrutura estiverem trabalhando no regime elástico linear. Na análise não linear, considera-se

o comportamento não linear dos materiais e é realizada por programas computacionais que utilizam métodos numéricos como, por exemplo, método dos elementos finitos com análises iterativas complexas que requerem tempos mais elevados de processamento.

## 4 - EQUAÇÕES DE MOVIMENTO

As expressões matemáticas que regem a resposta dinâmica das estruturas são conhecidas como equações de movimento. Estas equações são obtidas aplicando princípios da mecânica clássica, por exemplo, o princípio de d'Alembert ou a segunda lei de Newton. É usual utilizar um modelo formado por uma massa, uma mola e um amortecedor para ilustrar o comportamento de um sistema de um grau de liberdade.

Portanto, esta será a base para a montagem do problema dinâmico de toda a estrutura. Considere o diagrama de corpo livre de uma estrutura com vários graus de liberdade sujeita a uma excitação externa qualquer. As equações de movimento que regem a resposta da estrutura são dadas na forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{y}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{y}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (4.1)$$

onde  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  e  $\mathbf{K}$  são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura, respectivamente;  $\mathbf{F}(t)$  é o carregamento dinâmico externo aplicado sobre a estrutura;  $\mathbf{y}(t)$ ,  $\dot{\mathbf{y}}(t)$  e  $\ddot{\mathbf{y}}(t)$  são os vetores de deslocamentos, de velocidades e de acelerações da estrutura, respectivamente.

Considerando que  $\mathbf{F}(t) = 0$ , situação que caracteriza vibrações livres, a equação 4.1 recai em um problema de autovalores e autovetores cuja solução representa as frequências naturais e os modos de vibração do sistema (análise modal).

A partir da análise modal são obtidas as frequências e os modos naturais de vibração. A análise transiente destas estruturas fornece a evolução no tempo de deslocamentos, velocidades e acelerações. Neste trabalho, o sistema de equações de movimento (4.1) é solucionado considerando-se uma excitação harmônica (análise transiente).

Para cada estrutura existe um conjunto de frequências naturais que é característico dela. O modo de vibração correspondente à menor frequência é chamado de primeiro modo ou modo

fundamental, o seguinte, correspondente à frequência imediatamente superior é o segundo modo, etc. O vetor composto de todo o conjunto de frequências modais, dispostos em sequência, será chamado o vetor de frequências  $\omega$ :

$$\omega = \left\{ \begin{array}{c} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \\ \vdots \\ \omega_N \end{array} \right\} \quad (4.2)$$

Neste trabalho o processamento numérico é realizado através do software comercial ANSYS que fornecerá resultados das análises dinâmicas. Este software vem sendo bastante utilizado em diversos campos de pesquisas produzindo bons resultados, como nos estudos de Gomes (2006), Lima (2007) e Santos (2009) que trabalharam a simulação de um Amortecedor de Massa Sintonizada atuando em estruturas de concreto.

#### 4.1 – ELEMENTOS UTILIZADOS

Procurou-se na biblioteca desse programa os elementos finitos que, em conjunto, simulassem o mais proximamente possível o comportamento de cada um dos componentes da estrutura e suas condições de apoio. Foram considerados o módulo de elasticidade, a densidade e o coeficiente de Poisson como as propriedades do material. A seguir são apresentados os elementos utilizados com suas respectivas descrições e capacidades.

Nas estruturas dimensionais foi utilizado BEAM3, como mostra a figura 4.1, que é um elemento de viga uniaxial, bidimensional, linear com capacidades de atuar na tração, compressão e flexão. O elemento tem três graus de liberdade por nó, sendo elas, duas translações segundo os eixos x e y, e uma de rotação em torno do eixo z. As propriedades geométricas utilizadas foram: área, inércia e altura.

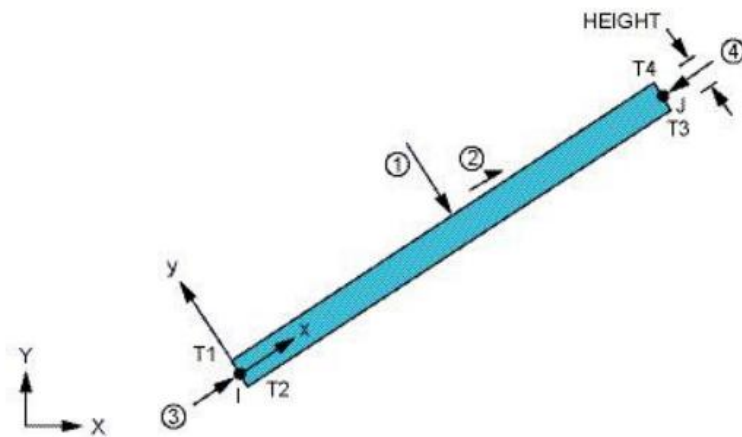


Figura 4.1 – Elemento BEAM3 (ANSYS)

Na modelagem da estrutura tridimensional foram utilizados os elementos BEAM4 e SHELL63.

O elemento BEAM4 é do tipo pórtico espacial. Possui seis graus de liberdade por nó, sendo três translações X, Y e Z e rotação em torno dos mesmos, ver figura 4.2. É capaz de modelar tração, compressão, flexão e torção. As propriedades geométricas utilizadas foram: área, inércia, largura e altura.

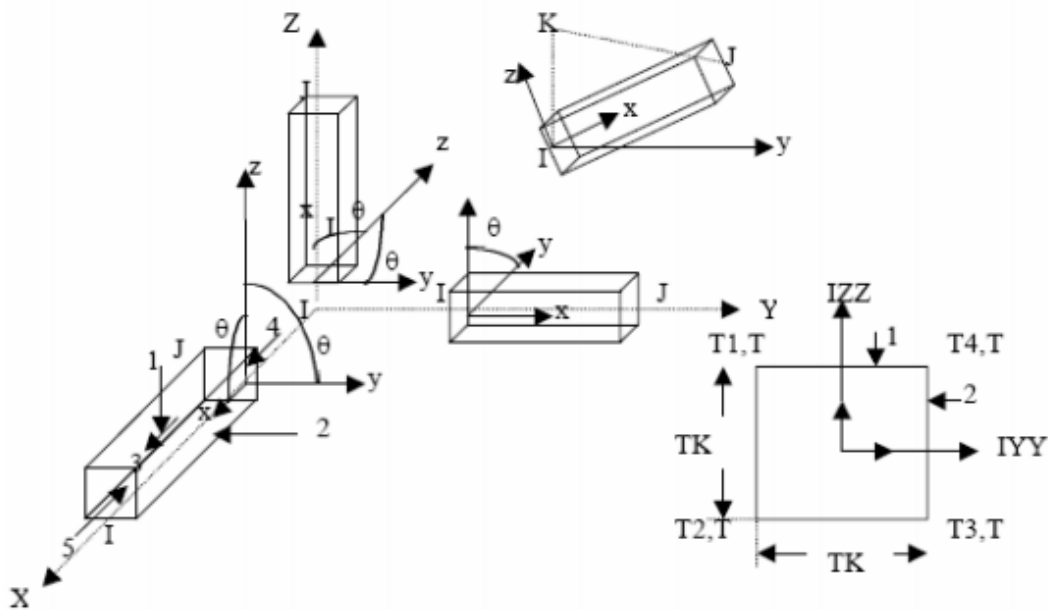


Figura 4.2 – Elemento BEAM4 (ANSYS)



O elemento SHELL tem grande aplicação no modelamento de estruturas feitas a partir de lâminas dos elementos de parede delgada. A figura 4.3 mostra o elemento SHELL63. O elemento se define por quatro nós, cada um com seis graus de liberdade (três de translação e três de rotação). Os eixos coordenados X e Y do elemento se definem no mesmo plano do elemento.

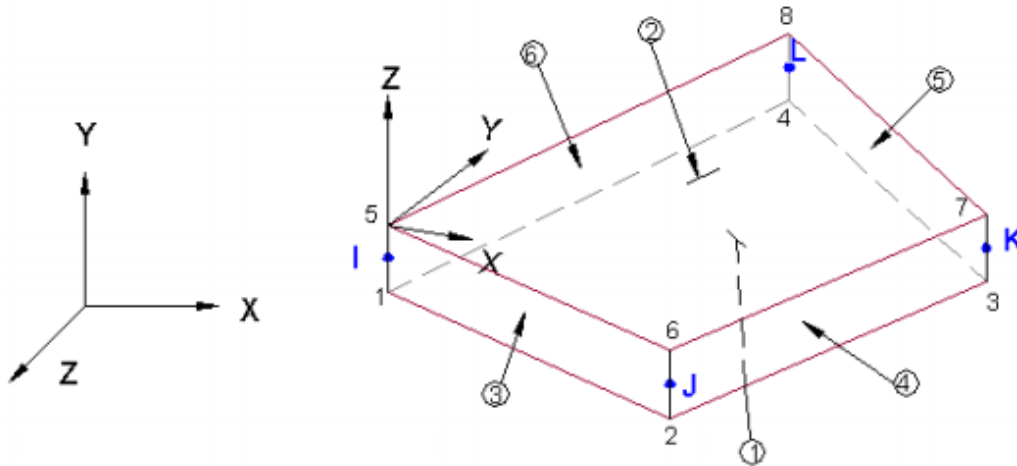


Figura 4.3 – Elemento SHELL63 (ANSYS)

## 5 – EXEMPLOS NUMÉRICOS

### 5.1 – INTRODUÇÃO

Visando estudar a influência do número e da posição de barras de contraventamentos que funcionarão como amortecedores metálicos em edifícios, na eficiência do controle das vibrações da estrutura, foram estudados diversos pórticos, planos e espaciais, variando-se o número de andares e vãos, com diferentes configurações de número e posição destes reforços que trabalham como amortecedores metálicos.

O material considerado nos elementos estruturais, pilares, vigas e contraventamentos, é um aço com módulo de elasticidade no valor de 193 GPa, coeficiente de Poisson no valor de 0,3 e densidade (massa específica) de 7850 kg/m<sup>3</sup>.

Na análise linear a tensão é proporcional à deformação, definida pela lei de Hooke, onde o módulo de elasticidade é dado pela inclinação da reta no diagrama tensão-deformação, de 0 a A da figura 5.1. O material entra no regime não linear ao ultrapassar o limite de proporcionalidade e ele começa a escoar, após do ponto A da figura 5.1, entrando assim na fase plástica, ou seja, não linearidade e guarda deformações residuais se for descarregado.

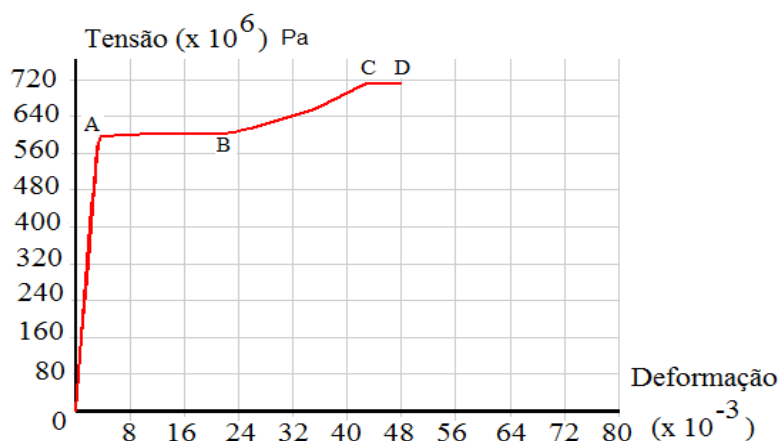


Figura 5.1 – Diagrama tensão-deformação do aço utilizado para o cálculo das estruturas

A partir da análise modal são obtidas as frequências e os modos naturais de vibração. A análise transiente destas estruturas fornece a evolução no tempo de deslocamentos, velocidades e acelerações.

## 5.2 – PRIMEIRO ESTUDO PARAMÉTRICO

Os edifícios estudados, nesta primeira parte, foram modelados como estruturas planas formadas por pórticos com um pavimento, pórticos com dois pavimentos, pórticos com três pavimentos, pórticos com três pavimentos e três vãos e pórticos com cinco pavimentos e cinco vãos conforme se ilustra, respectivamente, na figura 5.2. Todas as estruturas tem engaste nos seus apoios.

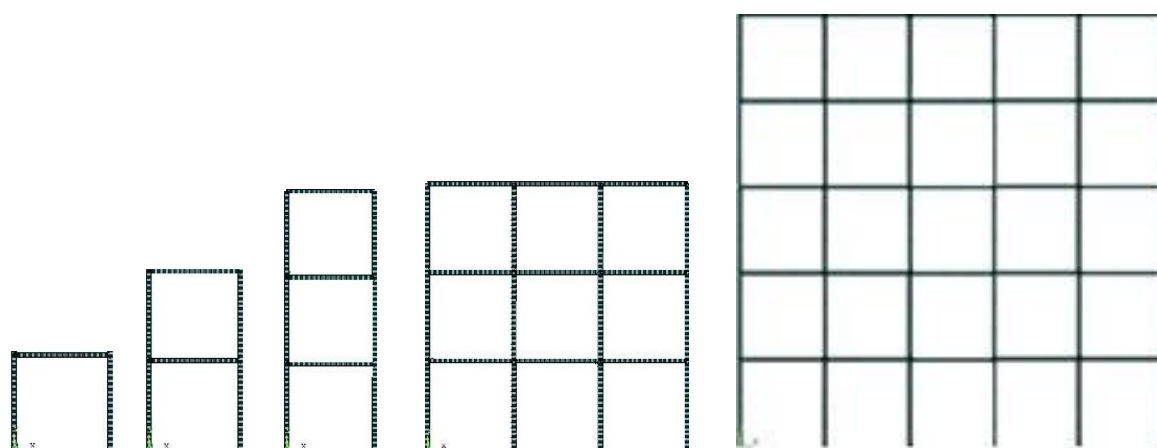


Figura 5.2 – Configurações diversas de pórticos planos

Os vãos dos modelos são de 3 metros de largura e cada pavimento possui 3 metros de altura. Foram utilizados perfis I de aço (CS 400 mm x 248 kg/m) com área de 316 cm<sup>2</sup> e inércia com 91817 cm<sup>4</sup> para os pilares, para as vigas perfis I de aço (CS 300 mm x 149 kg/m) com área de 190 cm<sup>2</sup> e inércia com 30521 cm<sup>4</sup> e para os contraventamentos foram utilizados perfis I (CS 250 mm x 52 kg/m) com área de 66 cm<sup>2</sup> e inércia com 7694 cm<sup>4</sup>, ou seja, a inércia dos reforços tem 8,4% da inércia dos pilares ou 25,2% da inércia das vigas.

O carregamento considerado para as análises é uma carga harmônica senoidal aplicada pontualmente ao último andar durante 4 segundos,  $F(t) = F_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)$ , onde  $F_0$  é a amplitude da força considerada em todas as estruturas e vale 100 kN, o valor de  $\omega$  é igual a 80% do valor da primeira frequência natural da estrutura ( $\omega_1$  dado nas tabelas das frequências), simulando assim, uma situação bastante desfavorável próxima da ressonância. Os efeitos desse carregamento foram estudados por meio de uma análise linear e de uma não-linear.

### 5.2.1 – Análise dos pórticos com um pavimento

A figura 5.3 mostra as configurações analisadas para esta estrutura.

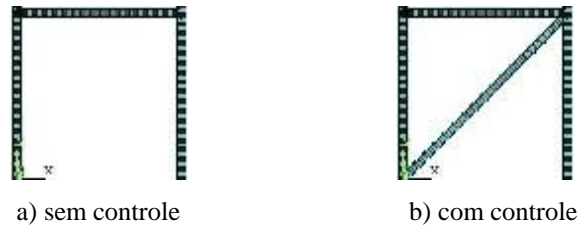


Figura 5.3 - Pórtico com um pavimento

As três primeiras frequências naturais do pórtico de um pavimento são apresentadas na tabela 5.1 para o caso sem controle e com controle, variando-se a inércia do contraventamento metálico, conforme mostrado na figura 5.3.

Tabela 5.1 – Frequências naturais dos pórticos com um pavimento

<b>Pórtico com um pavimento</b>			
	$\omega_1$ (Hz)	$\omega_2$ (Hz)	$\omega_3$ (Hz)
Sem controle	<b>47,582</b>	168,46	257,82
Controle no 1º pavimento	<b>74,755</b>	103,96	170,56

Ao observar as frequências naturais dos pórticos com um pavimento sem controle e com controle verifica-se que a introdução do reforço aumenta a primeira frequência em 57,1%, uma vez que a estrutura resulta mais rígida.

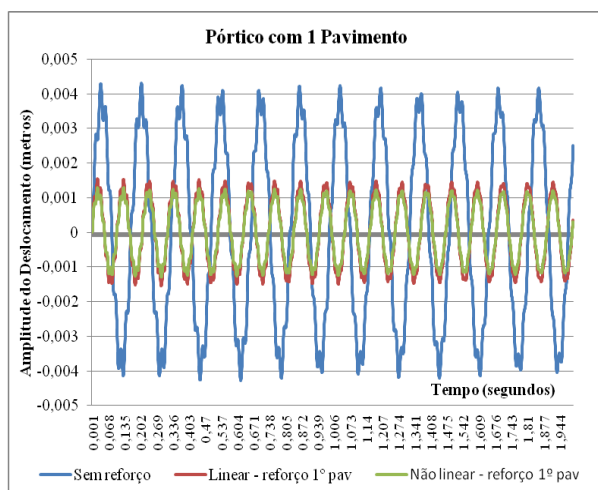
A tabela 5.2 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados nos casos sem controle e pórticos com controle utilizando a análise linear e estrutura com controle usando a análise não-linear. A consideração da não linearidade levou a reduções maiores em todos os casos analisados, devido à dissipação de energia que ocorre com a deformação permanente do material.

Tabela 5.2 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico com um pavimento

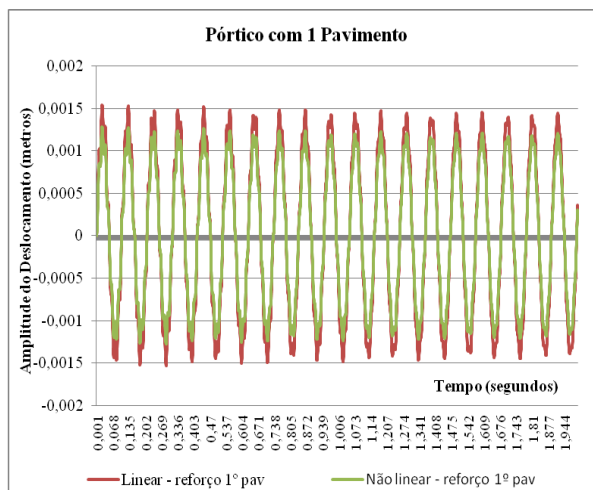
Pórtico com 1 Pavimento		Sem controle	Análise linear		Análise não linear	
			Controle	Redução %	Controle	Redução %
Amplitude do Deslocamento (cm)	Controle no 1º pavimento	0,431	0,154	64,3%	0,128	70,3%

Analisando os resultados da tabela 5.2 em relação à estrutura sem controle, constata-se que houve uma redução de 64,3% e 70,3% no valor do deslocamento nas análises linear e não linear, respectivamente. Assim sendo a instalação do contraventamento apresentou excelentes resultados.

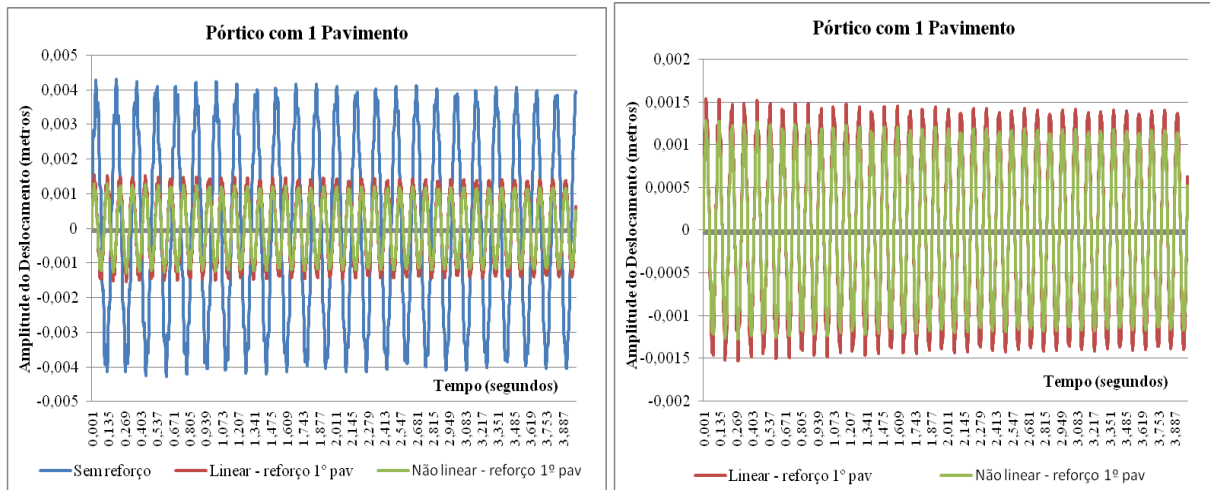
Dos dados gerados da análise do deslocamento, podem-se extrair os gráficos da figura 5.4 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no primeiro pavimento na análise linear e não linear. Na figura 5.4 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)

(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.4 – Amplitude do deslocamento do pórtico com um pavimento

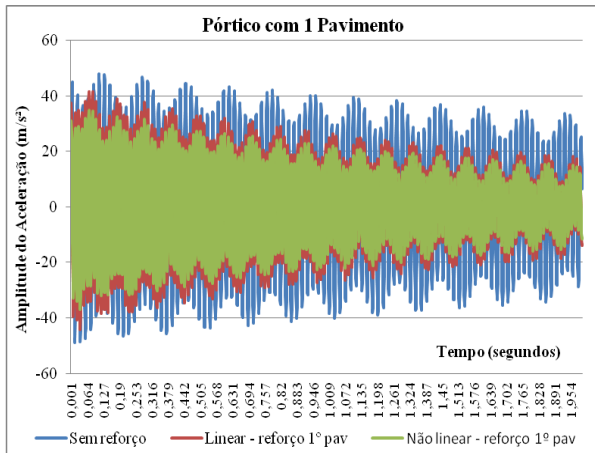
A tabela 5.3 apresenta as acelerações máximas encontradas nos casos sem controle e pórticos com controle utilizando a análise linear e a estrutura com controle usando a análise não-linear.

Tabela 5.3 – Amplitude da aceleração do pórtico com um pavimento

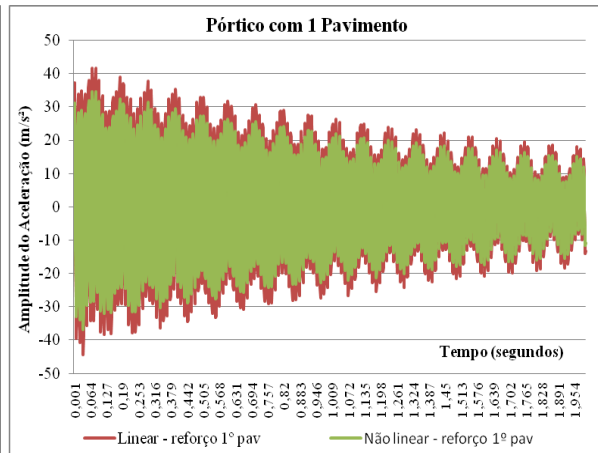
Pórtico com 1 Pavimento		Sem controle	Análise linear		Análise não linear	
			Controle	Redução %	Controle	Redução %
Amplitude do Aceleração (m/s <sup>2</sup> )	Controle no 1º pavimento	48,760	44,290	9,2%	36,908	24,3%

Ao analisar os resultados da tabela 5.3 em relação à estrutura sem controle, constata-se que houve uma redução de 9,2% e 24,3% da aceleração máxima nas análises linear e não linear, respectivamente. Assim sendo a instalação do amortecedor apresentou bons resultados, reduzindo-se melhor a resposta com o amortecedor mais rígido na análise não linear.

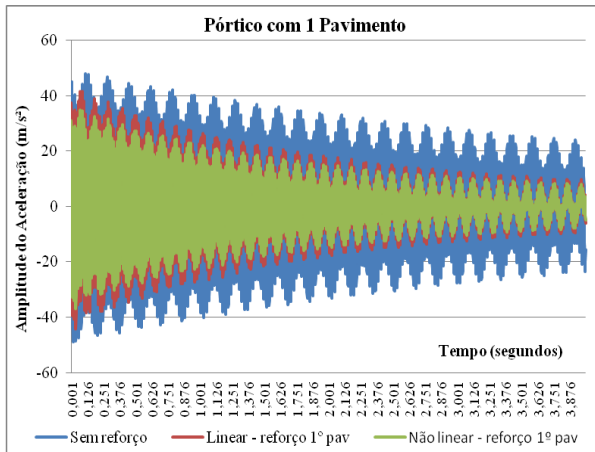
Ao aplicar os dados extraídos na análise da aceleração, podem-se gerar os gráficos da figura 5.5 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no primeiro pavimento na análise linear e não linear. Na figura 5.5 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



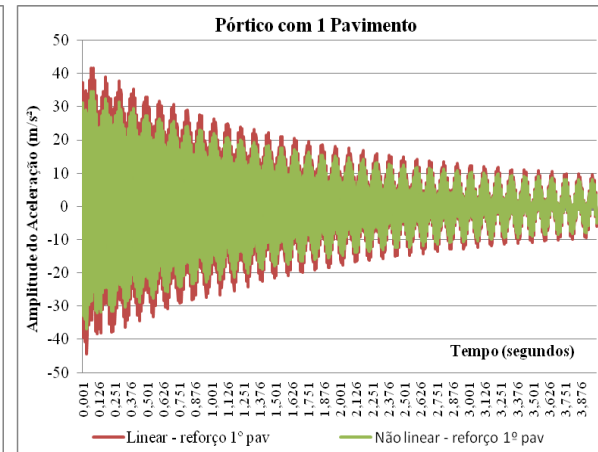
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.5 – Amplitude da aceleração do pórtico com um pavimento

## 5.2.2 – Análise dos pórticos com dois pavimentos

A figura 5.6 mostra as configurações analisadas variando-se número e posição dos amortecedores para esta estrutura.

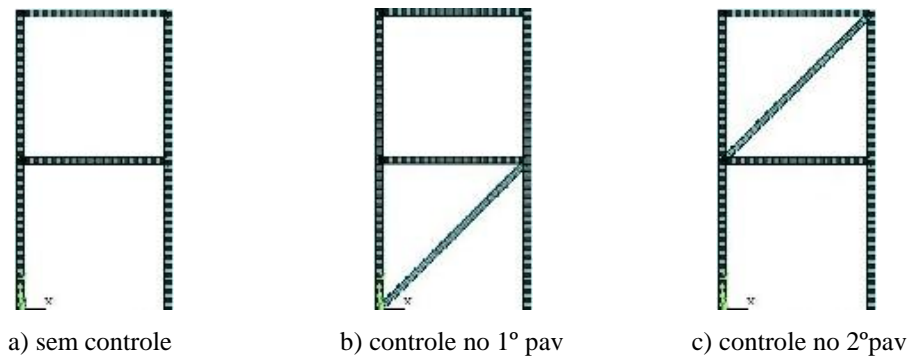


Figura 5.6 - Pórtico com dois pavimentos

As frequências naturais do pórtico de dois pavimentos são apresentadas na tabela 5.4 para o caso sem controle e com controle variando-se a inércia do contraentamento metálico e sua posição na estrutura.

Tabela 5.4 – Frequências naturais dos pórticos com dois pavimentos

<b>Pórtico com dois pavimentos</b>			
	$\omega_1$ (Hz)	$\omega_2$ (Hz)	$\omega_3$ (Hz)
Sem controle	<b>19,149</b>	73,35	140,58
Controle no 1º pavimento	<b>26,370</b>	82,21	105,01
Controle no 2º pavimento	<b>24,254</b>	99,18	102,77

Verificou-se que a instalação do amortecedor torna a estrutura mais rígida, sendo que o controle no primeiro pavimento aumenta a frequência em 37,7% o que se pode definir que apresentou melhores resultados que as demais. Todavia não sendo possível esta configuração, a instalação do controle no segundo pavimento aumenta a frequência em 26,7% que é considerado um bom resultado. Todas as porcentagens em relação ao primeiro modo de vibração.



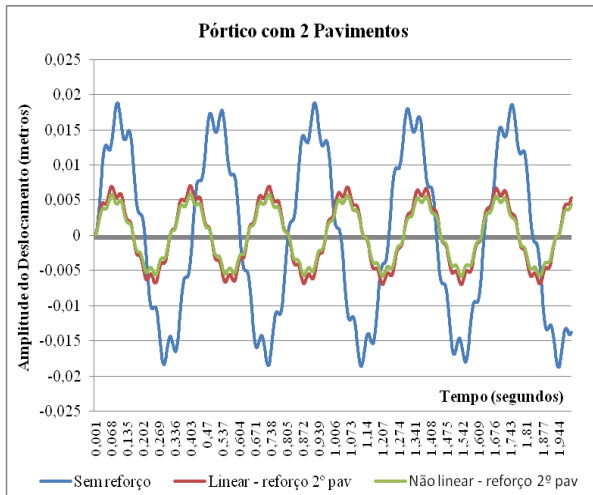
A tabela 5.5 apresenta os valores dos deslocamentos máximos do segundo andar encontrados para cada configuração de controle.

Tabela 5.5 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico com dois pavimentos com controle

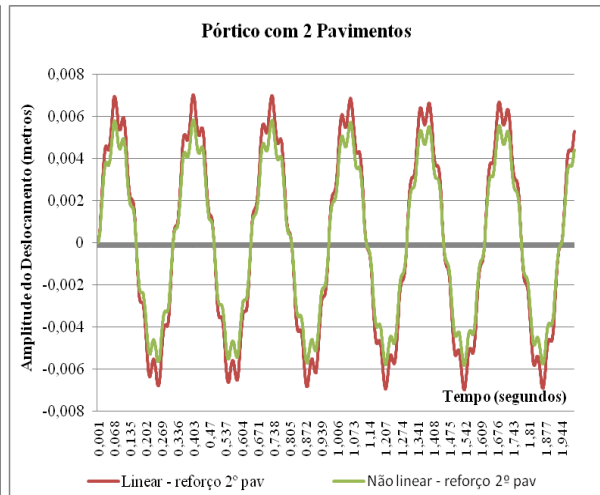
Pórtico com 2 Pavimentos		Sem controle	Análise linear		Análise não linear	
			Controle	Redução %	Controle	Redução %
Amplitude do Deslocamento (cm)	Controle no 1º pavimento	1,884	1,056	44%	0,881	53,2%
	Controle no 2º pavimento		0,703	62,7%	0,584	69%

Como se pode verificar o número e a posição dos amortecedores influenciam diretamente na eficiência do sistema de controle. Os resultados obtidos na amplitude do deslocamento sugerem que a melhor posição para o amortecedor é no 2º pavimento que resulta em uma redução de 62,7% e 69% em relação à estrutura sem controle nas análises linear e não linear respectivamente, o que é considerado um excelente resultado. Contudo não sendo possível esta configuração, a instalação do controle no primeiro pavimento reduz em 44% na análise linear e 53,2% na análise não linear que é considerado um bom resultado.

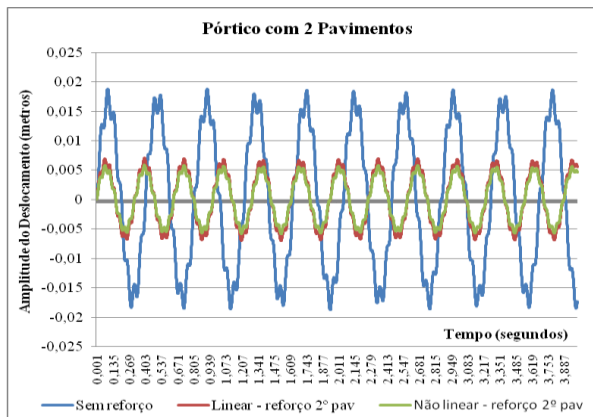
Com a análise do deslocamento, podem-se produzir os gráficos da figura 5.7 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no segundo pavimento na análise linear e não linear. Na figura 5.7 (b) e (d) apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



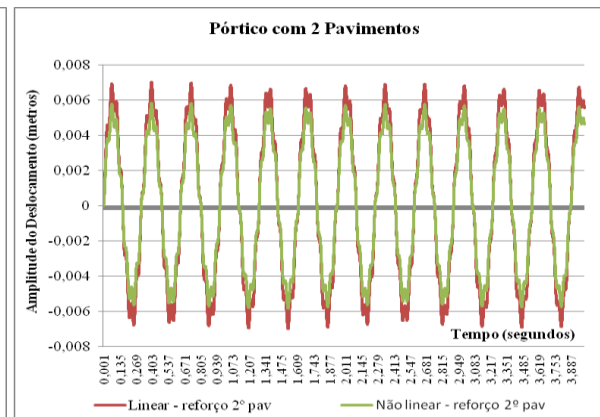
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

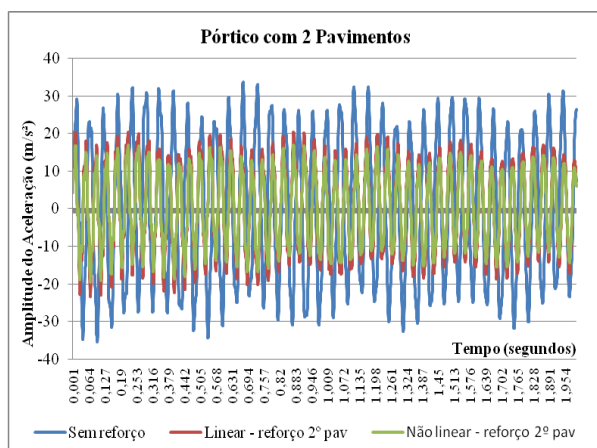
Figura 5.7 – Amplitude do deslocamento do pórtico com dois pavimentos

Ao observar as amplitudes das acelerações dos pórticos com dois pavimentos sem controle e com controle para cada caso, tabela 5.6, pode-se verificar que a introdução do reforço no 2º pavimento teve ótimo resultado e reduziu a aceleração em aproximadamente 33,8% e 47,3% nas análises linear e não linear, respectivamente.

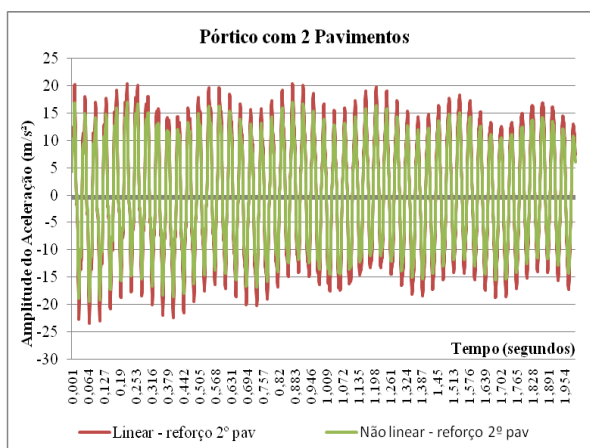
Tabela 5.6 – Amplitude da aceleração do pórtico com dois pavimentos

Pórtico com 2 Pavimentos		Sem controle	Análise linear		Análise não linear	
			Controle	Redução %	Controle	Redução %
Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )	Controle no 1º pavimento	35,321	33,125	6,2%	27,973	20,8%
	Controle no 2º pavimento		23,387	33,8%	18,616	47,3%

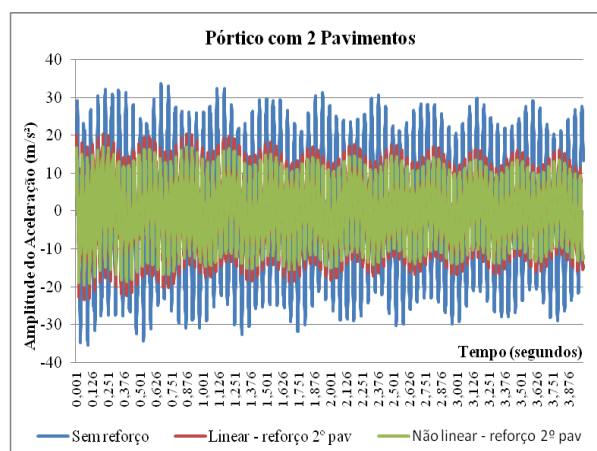
Observando os dados extraídos da análise da aceleração, podem-se obter os gráficos da figura 5.8 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no segundo pavimento na análise linear e não linear. Na figura 5.8 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



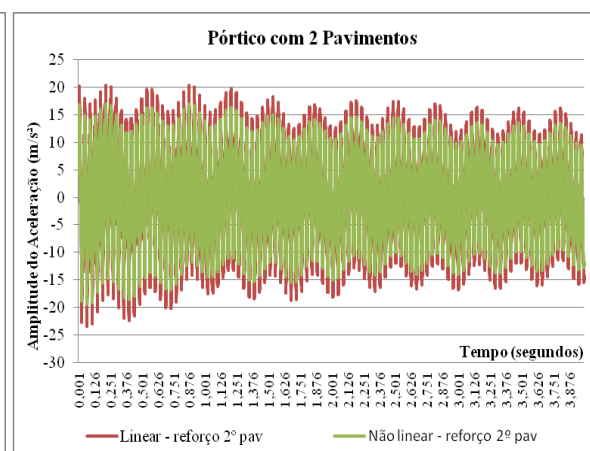
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.8 – Amplitude da aceleração do pórtico com dois pavimentos

Fazendo uma análise comparativa da estrutura com 1 pavimento e de 2 pavimentos, pode-se perceber que ao introduzir um pavimento a mais, houve um decréscimo no valor da amplitude do deslocamento e da aceleração no primeiro pavimento. Com o novo pavimento reforçado com barra de contraventamento aperfeiçoou-se seu uso no segundo pavimento quanto às amplitudes do deslocamento e da aceleração que apresentam valores mais satisfatórios observando análise linear e não linear.

### 5.2.3 – Análise dos pórticos com três pavimentos

A figura 5.9 mostra as configurações analisadas variando-se o número e a posição dos amortecedores nesta estrutura.

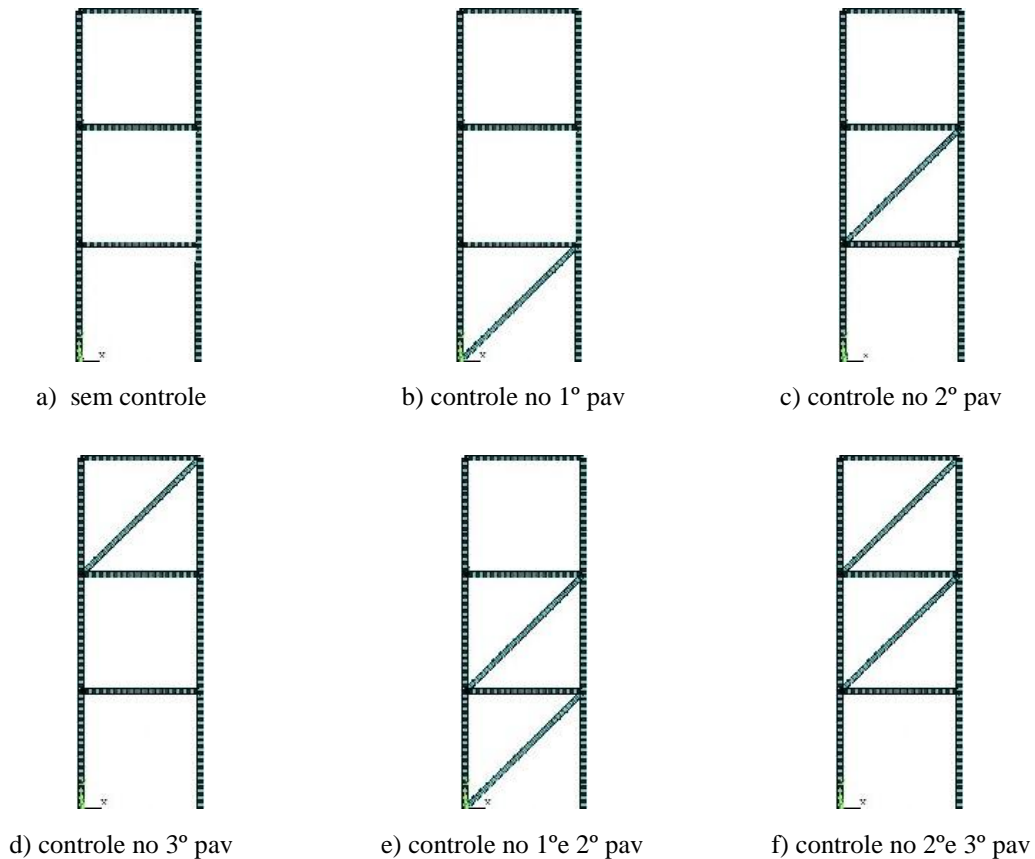


Figura 5.9 - Pórtico com três pavimentos

As frequências naturais do pórtico de três pavimentos são apresentadas na tabela 5.7 para o caso sem controle e com controle variando-se seu número e posição do contraventamento metálico. Verificou-se que a instalação de somente um amortecedor tem maior eficiência no segundo pavimento o que aumenta a frequência em 41,9% no primeiro modo de vibração e se utilizar dois amortecedores é recomendável empregar os reforços no 1º e 2º pavimentos, aumentando assim a frequência em 70,9% no primeiro modo de vibração, todas as frequências em relação ao primeiro modo de vibração, tornando assim a estrutura mais rígida.

Tabela 5.7 – Frequências naturais dos pórticos com três pavimentos

<b>Pórtico com 3 pavimentos</b>			
	$\omega_1$ (Hz)	$\omega_2$ (Hz)	$\omega_3$ (Hz)
Sem controle	<b>11,277</b>	41,84	87,23
Controle no 1º pavimento	<b>13,808</b>	50,15	90,28
Controle no 2º pavimento	<b>16,005</b>	41,55	100,46
Controle no 3º pavimento	<b>12,203</b>	54,62	96,53
Controle no 1º e 2º pavimentos	<b>19,274</b>	48,65	100,77
Controle no 2º e 3º pavimentos	<b>16,252</b>	55,79	96,78

A tabela 5.8 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados no terceiro pavimento em cada configuração analisada, variando-se a quantidade e a localidade do amortecedor.

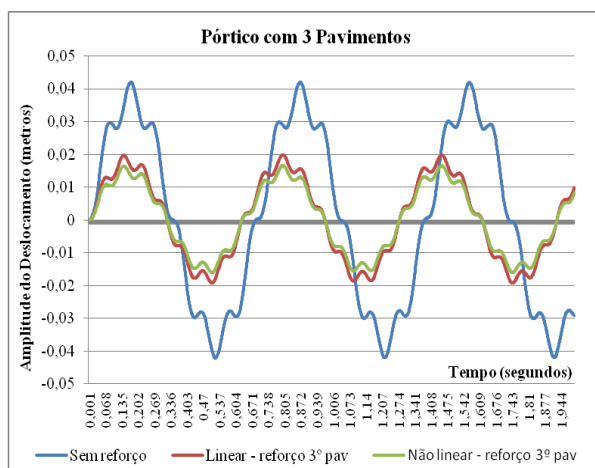
Tabela 5.8 - Amplitude máxima do deslocamento do pórtico com três pavimentos com controle

<b>Pórtico com 3 Pavimentos</b>		<b>Sem controle</b>	<b>Análise linear</b>		<b>Análise não linear</b>	
			<b>Controle</b>	<b>Redução %</b>	<b>Controle</b>	<b>Redução %</b>
<b>Amplitude do Deslocamento (cm)</b>	Controle no 1º pavimento	4,208	2,555	<b>39,3%</b>	2,208	<b>47,5%</b>
	Controle no 2º pavimento		1,687	<b>59,9%</b>	1,403	<b>66,7%</b>
	Controle no 3º pavimento		1,984	<b>52,9%</b>	1,646	<b>60,9%</b>
	Controle no 1º e 2º pavimentos		1,450	<b>65,5%</b>	1,205	<b>71,4%</b>
	Controle no 2º e 3º pavimentos		1,120	<b>73,4%</b>	1,020	<b>75,8%</b>

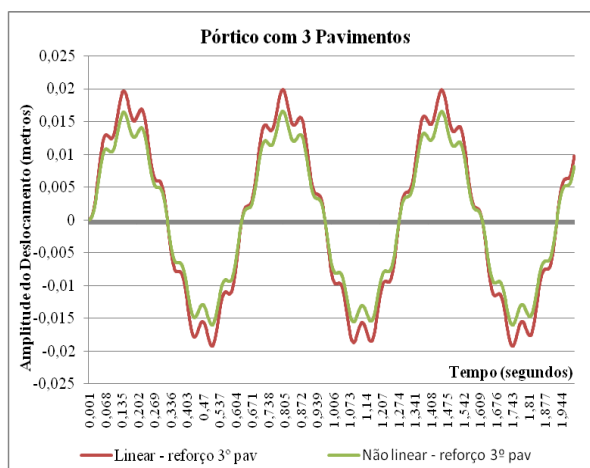
A influência da instalação dos amortecedores tipo barras de contraventamento pode ser verificada na eficiência do sistema de controle. Os resultados obtidos indicam que a melhor posição para utilização de um único amortecedor é no 2º pavimento que resulta em uma redução de 59,9% e 66,7% nas análises linear e não linear, respectivamente, em relação à estrutura sem controle, o que é considerado um excelente resultado. Se caso não for possível

empregar o amortecimento no 2º pavimento, pode-se coloca-lo no 3º pavimento com pouca perda da percentagem na eficiência. Ao utilizar dois amortecedores a melhor posição seria instalar os mesmos nos 2º e 3º pavimentos que resulta em uma redução de 73,4% e 75,8% nas análises linear e não linear, respectivamente em relação à estrutura sem controle.

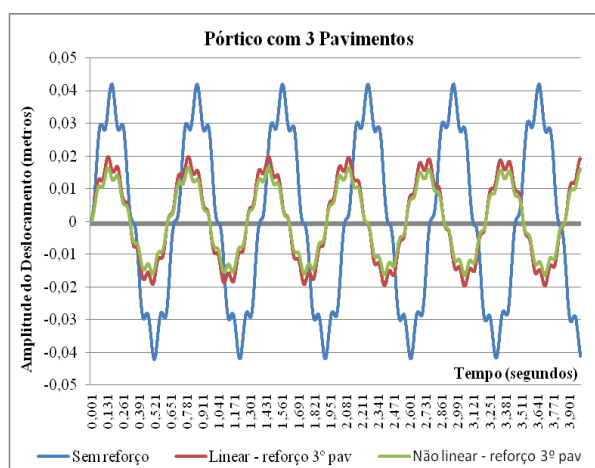
Dos dados gerados da análise do deslocamento, podem-se extrair os gráficos da figura 5.10 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no terceiro pavimento na análise linear e não linear. Na figura 5.10 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



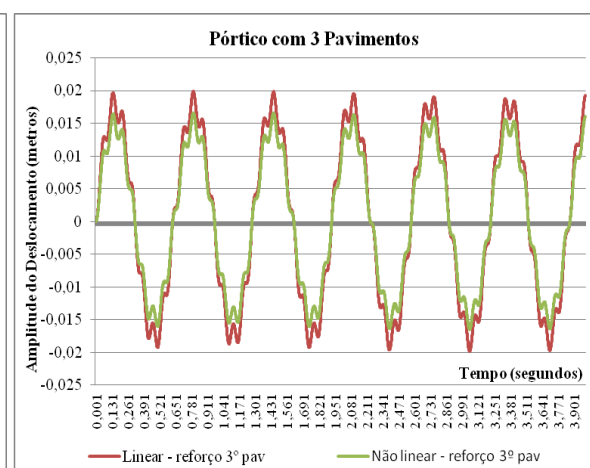
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.10 – Amplitude do deslocamento do pórtico com três pavimentos

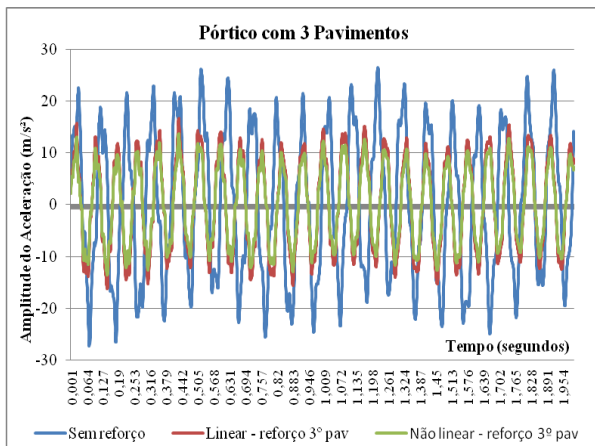
As acelerações máximas encontradas para cada configuração no terceiro pavimento são apresentadas na tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Amplitude da aceleração do pórtico com três pavimentos

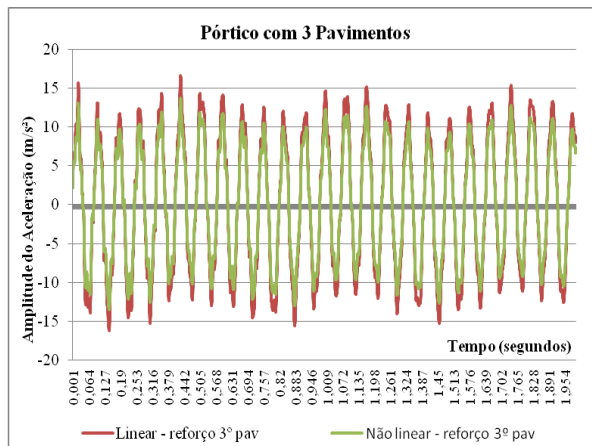
Pórtico com 3 Pavimentos		Sem controle	Análise linear		Análise não linear	
			Controle	Redução %	Controle	Redução %
Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )	Controle no 1º pavimento	27,195	27,101	0,3%	21,620	20,5%
	Controle no 2º pavimento		25,749	5,3%	20,658	24%
	Controle no 3º pavimento		16,590	39%	12,920	52,5%
	Controle no 1º e 2º pavimentos		25,453	6,4%	23,155	14,9%
	Controle no 2º e 3º pavimentos		17,267	36,5%	15,096	44,5%

Os resultados alcançados recomendam que a melhor posição para utilização de um único amortecedor é no 3º pavimento para a amplitude da aceleração, onde houve uma redução de 39% e 52,5% para o terceiro pavimento nas análises linear e não linear, respectivamente. Os demais casos com um amortecedor apresentou valores baixos não sendo recomendado o seu uso. Ao utilizar controles em dois pavimentos, o melhor resultado foi atingido no 2º e 3º pavimentos, alcançando valores na ordem de 36,5% na análise linear e 44,5% na análise não linear todos em relação a estrutura sem controle.

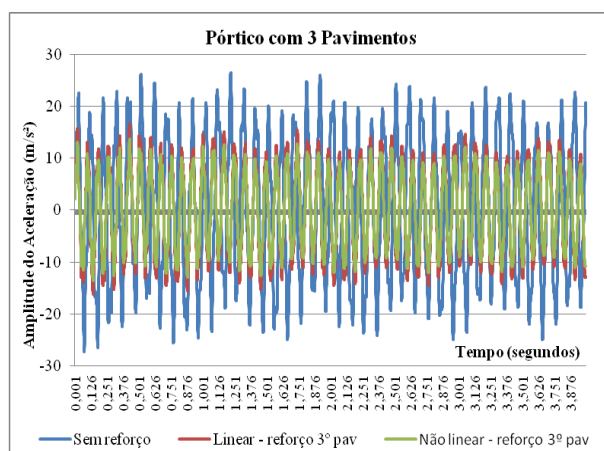
Ao aplicar os dados extraídos na análise da aceleração, podem-se gerar os gráficos da figura 5.11 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no terceiro pavimento na análise linear e não linear, e o gráfico da figura 5.11 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



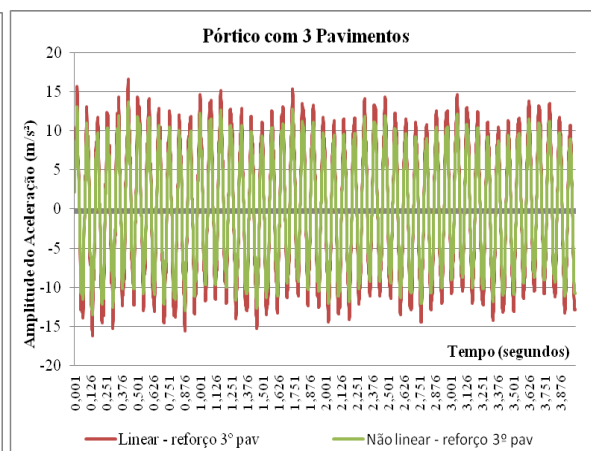
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.11 – Amplitude da aceleração do pórtico com três pavimentos



## 5.2.4 – Análise de pórticos com 3x3 pavimentos – Caso 1

A figura 5.12 mostra as configurações analisadas variando-se a posição dos amortecedores de um pórtico com três pavimentos e três vãos.

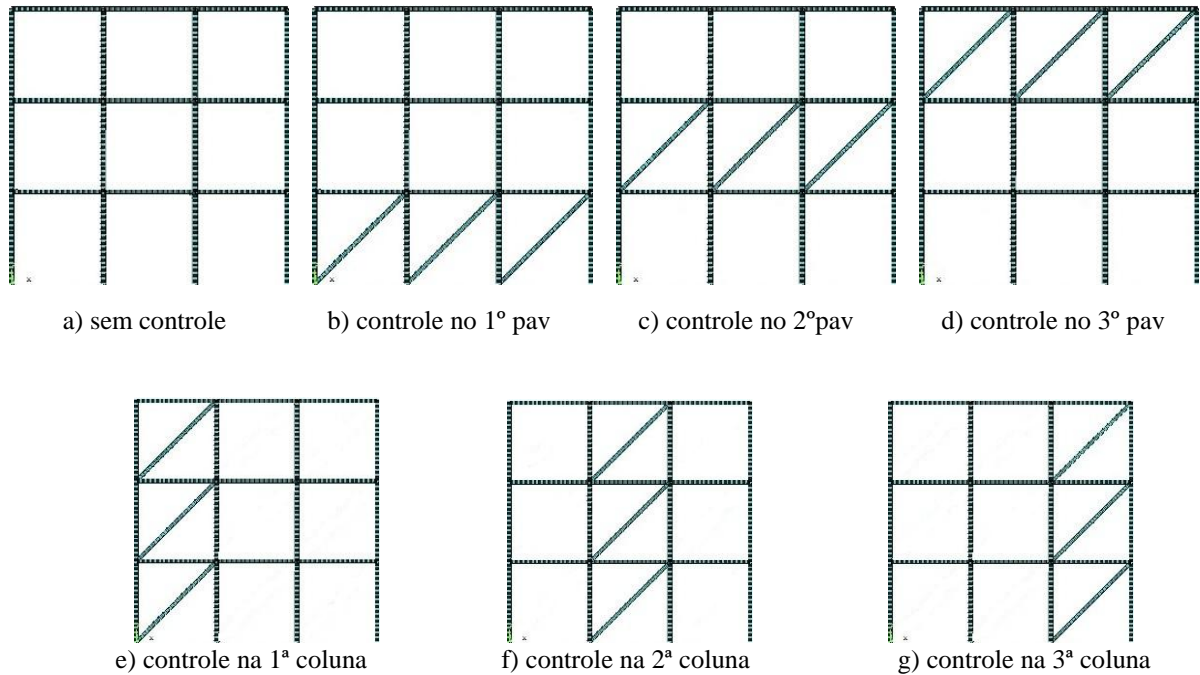


Figura 5.12 - Pórtico com 3x3 pavimentos – caso 1

As frequências naturais do pórtico com três pavimentos e três vãos são apresentadas na tabela 5.10 para o caso 1 sem controle e com controle variando-se a posição das barras de contraventamento metálico. Verificou-se que a instalação de amortecedores somente no 2º pavimento ou 2º coluna apresentaram melhores resultados e aumenta a frequência em torno de 44% no primeiro modo de vibração. Se caso não for possível introduzir o reforço na 2ª coluna, uma boa solução pode-se ser na 1ª ou 3ª colunas que apresentam também um resultado satisfatório e tornam a estrutura mais rígida.

Tabela 5.10 – Frequências naturais dos pórticos com 3x3 pavimentos – caso 1

<b>Pórtico 3x3 Pavimentos – Caso 1</b>			
<b>Caso 1</b>	$\omega_1$ (Hz)	$\omega_2$ (Hz)	$\omega_3$ (Hz)
Sem controle	<b>11,899</b>	41,81	81,95
Controle no 1º pavimento	<b>15,062</b>	51,63	87,14
Controle no 2º pavimento	<b>17,073</b>	41,90	96,01
Controle no 3º pavimento	<b>12,642</b>	56,41	94,00
Controle no 1º coluna	<b>16,935</b>	54,04	95,33
Controle no 2º coluna	<b>17,103</b>	54,88	94,16
Controle no 3º coluna	<b>16,653</b>	53,84	94,28

A análise de vibração forçada para o pórtico com três pavimentos e três vãos para o caso 1 forneceu uma amplitude máxima do deslocamento no terceiro pavimento. A tabela 5.11 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados em cada configuração analisada, variando-se a localidade do amortecedor juntamente com a porcentagem da redução do deslocamento em relação à estrutura sem controle.

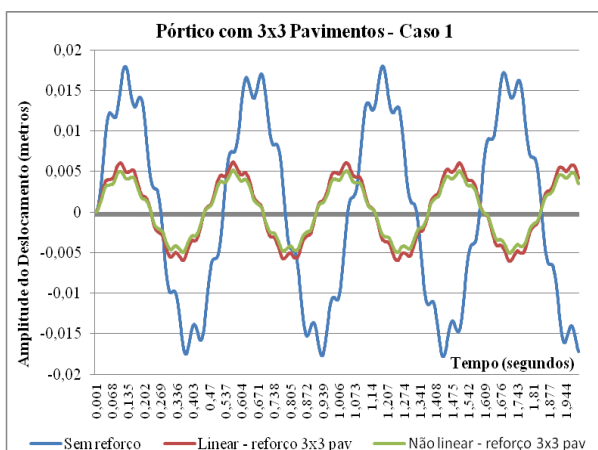
Tabela 5.11 - Amplitude máxima do deslocamento do pórtico com 3x3 pavimentos com controle – caso 1

<b>Pórtico com 3x3 Pavimentos - caso 1</b>		<b>Sem controle</b>	<b>Análise linear</b>		<b>Análise não linear</b>	
			<b>Controle</b>	<b>Redução %</b>	<b>Controle</b>	<b>Redução %</b>
<b>Amplitude do Deslocamento (cm)</b>	Controle no 1º pavimento	1,800	0,936	<b>48%</b>	0,778	<b>56,8%</b>
	Controle no 2º pavimento		0,617	<b>65,7%</b>	0,537	<b>70,2%</b>
	Controle no 3º pavimento		0,741	<b>58,8%</b>	0,614	<b>65,9%</b>
	Controle no 1º coluna	1,800	0,598	<b>66,8%</b>	0,496	<b>72,4%</b>
	Controle no 2º coluna		0,561	<b>68,8%</b>	0,469	<b>74%</b>
	Controle no 3º coluna		0,581	<b>67,7%</b>	0,484	<b>73,1%</b>

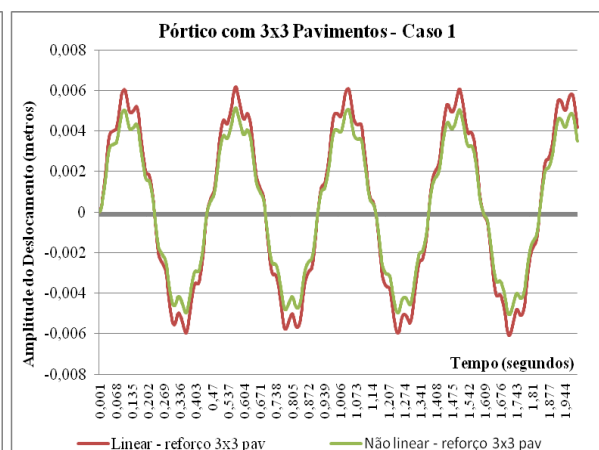
Como se pode verificar o número e a posição dos amortecedores influenciam diretamente na eficiência do sistema de controle. Os resultados obtidos em todas as configurações apresentaram excelentes resultados podendo destacar que a melhor posição para somente um

amortecedor é no 2º pavimento que resulta em uma redução de 65,7% e 70,2% em relação a estrutura sem controle, nas análises linear e não linear, respectivamente. Utilizar o amortecimento em qualquer coluna atinge o mesmo objetivo, tanto na análise linear quanto na análise não linear, sendo mais recomendável nesta configuração onde se podem evitar erros construtivos na introdução do reforço.

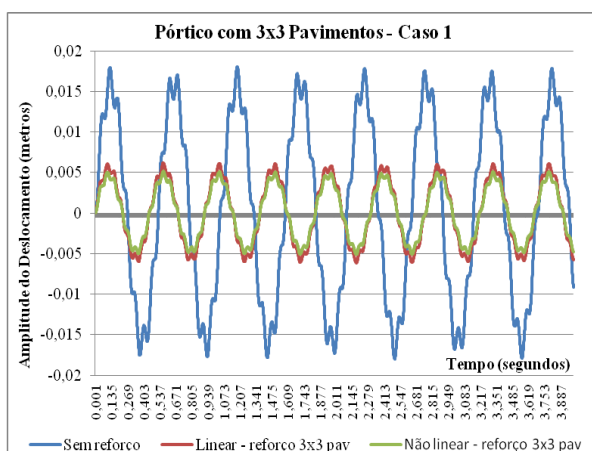
Ao utilizar os reforços somente nos pavimentos, dos dados gerados da análise do deslocamento, podem-se extrair os gráficos da figura 5.13 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no segundo pavimento na análise linear e não linear. Na figura 5.13 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



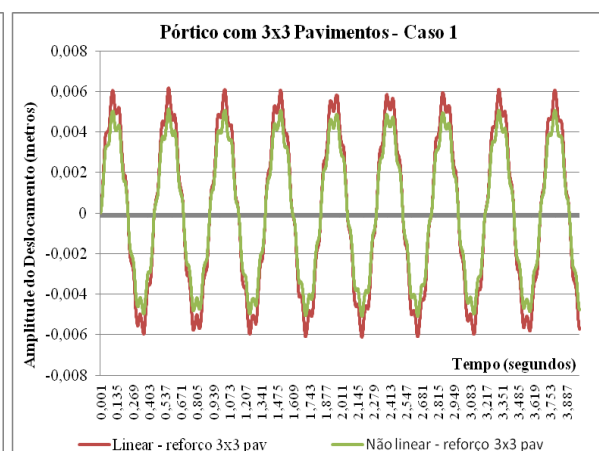
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



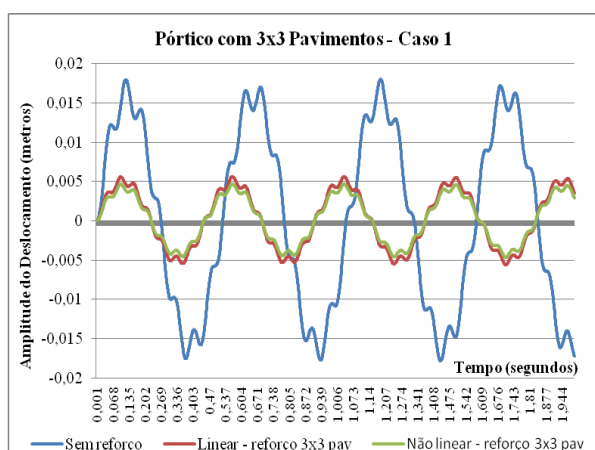
(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



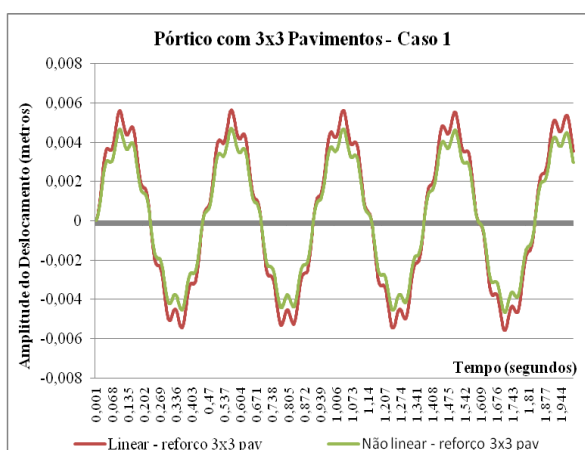
(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.13 – Amplitude do deslocamento do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 1

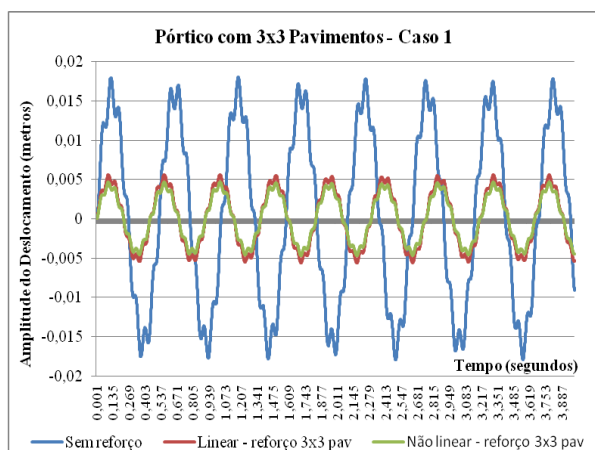
Ao utilizar os reforços somente nas colunas, dos dados gerados na análise do deslocamento, podem-se extrair os gráficos da figura 5.14 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço na segunda coluna na análise linear e não linear. Na figura 5.14 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



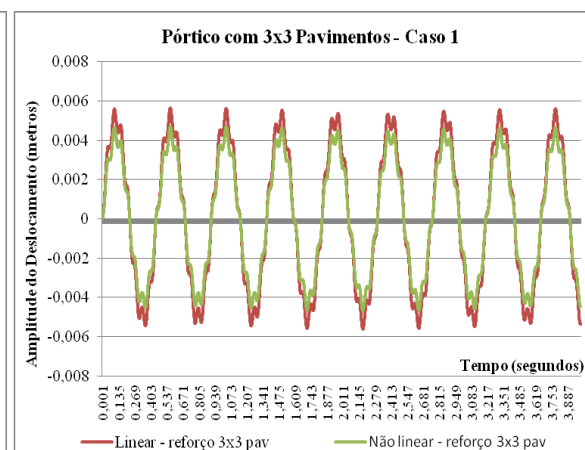
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.14 – Amplitude do deslocamento do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 1

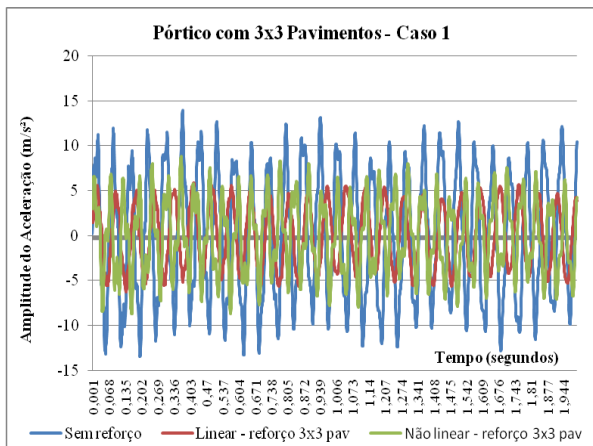
As acelerações máximas encontradas para cada configuração no terceiro pavimento são apresentadas na tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Amplitude da aceleração do pórtico com 3x3 pavimentos – caso 1

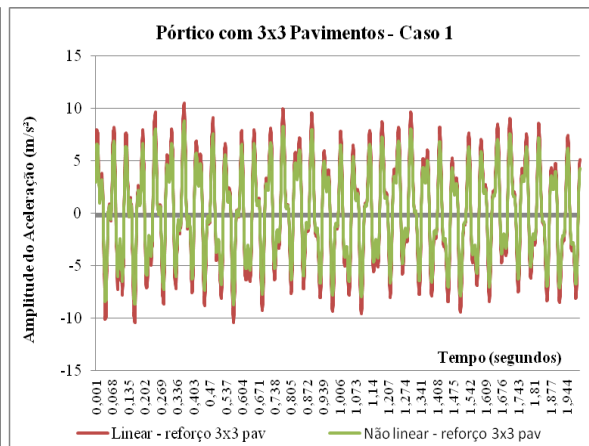
Pórtico com 3x3 Pavimentos - caso 1		Sem controle	Análise linear		Análise não linear	
			Controle	Redução %	Controle	Redução %
Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )	Controle no 1º pavimento	13,908	9,957	<b>28,4%</b>	9,294	<b>33,2%</b>
	Controle no 2º pavimento		10,544	<b>24,2%</b>	8,839	<b>36,4%</b>
	Controle no 3º pavimento		6,291	<b>54,8%</b>	4,876	<b>64,9%</b>
	Controle no 1º coluna	13,908	10,246	<b>26,3%</b>	7,140	<b>48,7%</b>
	Controle no 2º coluna		9,323	<b>33%</b>	6,875	<b>50,6%</b>
	Controle no 3º coluna		9,308	<b>33,1%</b>	6,115	<b>56%</b>

Os resultados obtidos sugerem que a melhor posição para o amortecedor é no 3º pavimento onde teve a redução em 54,8% e 64,9% nas análises linear e não linear, respectivamente, em relação à estrutura sem controle onde pode ser considerado um excelente resultado. Se não for possível esta configuração pode-se optar ao empregar o controle somente nas colunas sendo a melhor posição para o amortecedor na 2ª ou 3ª coluna onde se achou uma redução em torno de 33% e 51% nas análises linear e não linear, respectivamente, todos os casos em relação a estrutura sem controle. Apresentando assim excelentes resultados na utilização do reforço na estrutura.

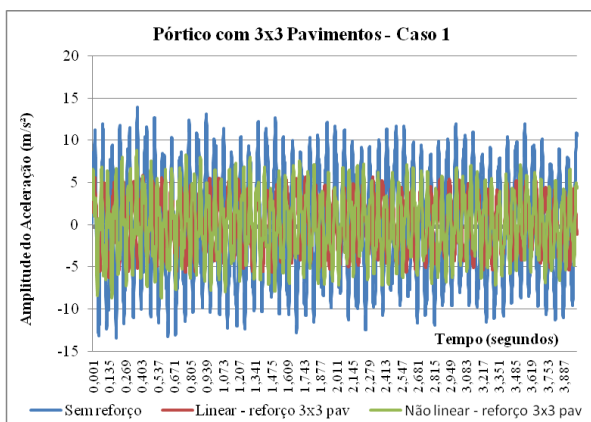
Ao aplicar os reforços somente nos pavimentos, dos dados extraídos na análise da aceleração, podem-se extrair os gráficos da figura 5.15 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no terceiro pavimento na análise linear e não linear. Na figura 5.15 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



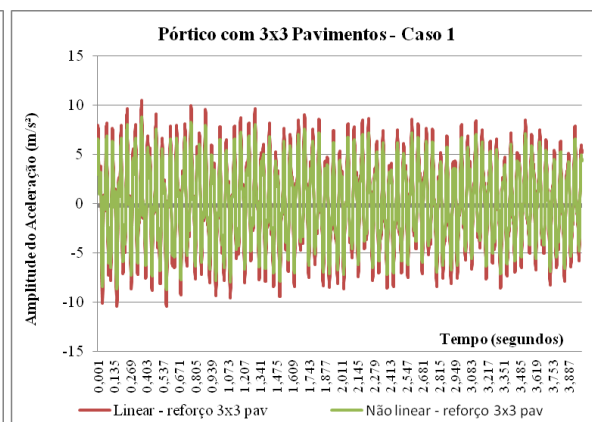
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



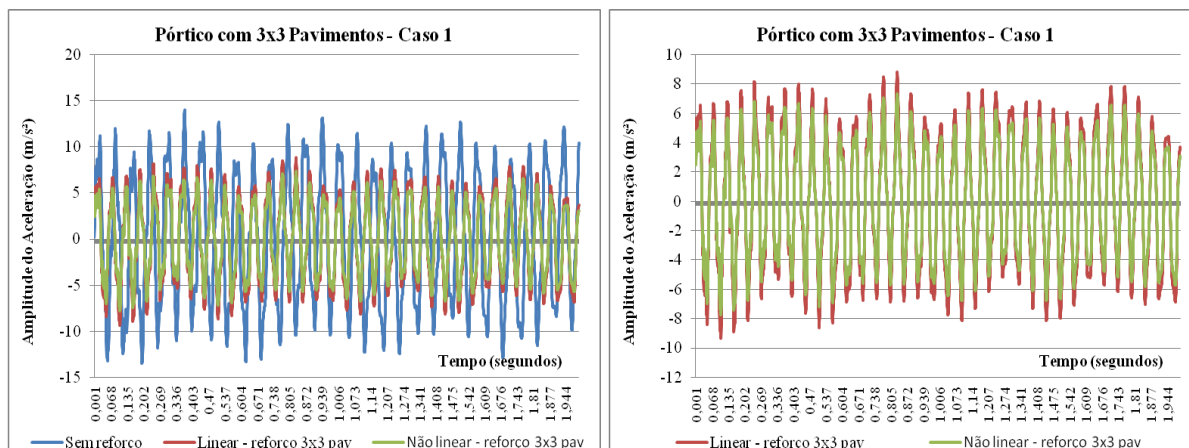
(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

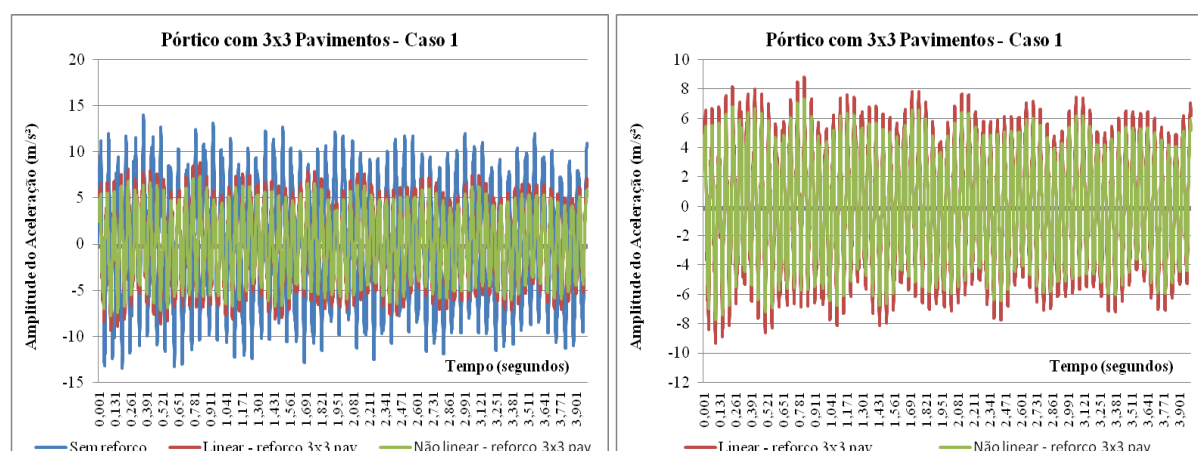
Figura 5.15 – Amplitude da aceleração do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 1

Utilizando os contraventamentos somente nas colunas, dos dados gerados da análise da aceleração, podem-se extrair os gráficos da figura 5.16 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço na segunda coluna na análise linear e não linear. Na figura 5.16 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)

(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)

(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.16 – Amplitude da aceleração do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 1

Fazendo uma análise comparativa da estrutura com 3 pavimentos e com 3x3 pavimentos do caso 1 com reforço somente nos pavimentos, pode-se perceber que os dois modelos tem comportamentos semelhantes e valores praticamente iguais tanto em relação a amplitude do deslocamento que teve a utilização do contraventamento otimizada no segundo pavimento quanto da aceleração que apresentou valores mais satisfatórios no terceiro pavimento observando a análise linear e não linear. O uso de reforço somente nas colunas apresentou excelentes resultados, de onde se sugere o seu uso que evitará possíveis erros de locação ao instalar o amortecedor na estrutura, já que em qualquer coluna o reforço satisfará o objetivo para o qual foi designado.

### 5.2.5 – Análise de pórticos com 3x3 pavimentos – caso 2

A figura 5.17 mostra as configurações analisadas com dois reforços distribuídos entre os vãos, variando-se a localização dos amortecedores em um pórtico com três pavimentos e três vãos.

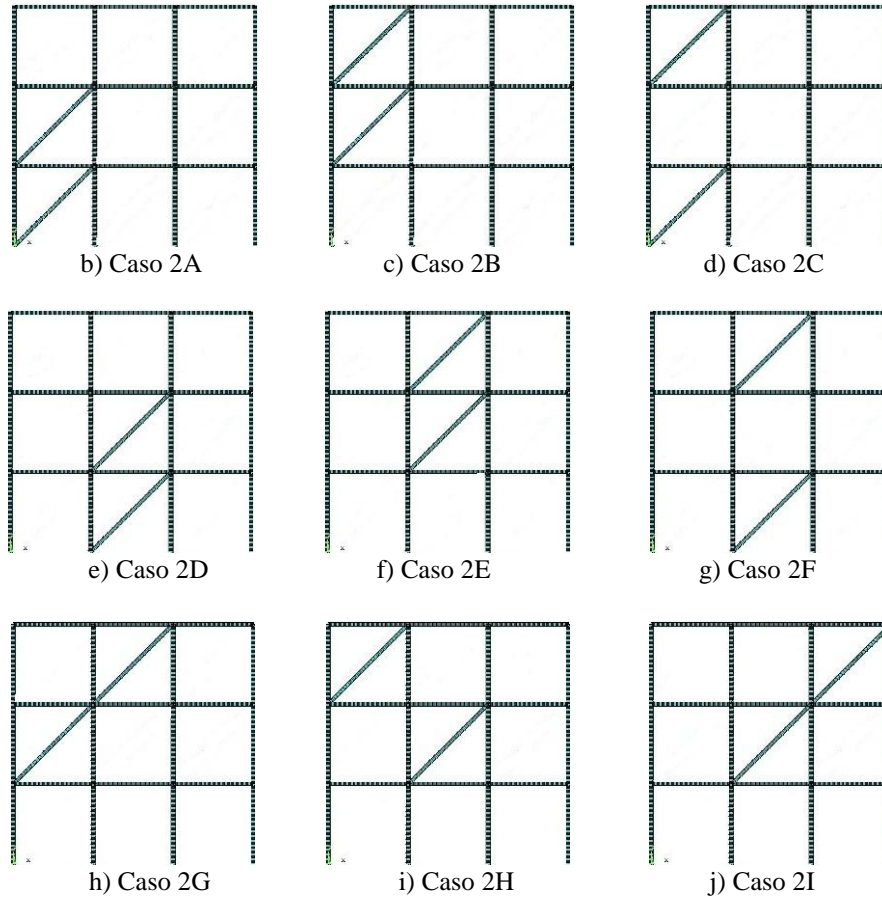


Figura 5.17 - Pórtico com 3x3 pavimentos – caso 2

As frequências naturais do pórtico para o caso 2 com três pavimentos e três vãos utilizando apenas dois contraventamentos metálicos são apresentadas na tabela 5.13 sem controle e com controle, no reforço metálico variou-se a sua localização no pórtico. Verificou-se que a instalação de amortecedores nos casos 2A e 2D teve melhores resultados e aumenta a frequência em torno de 39% no primeiro modo de vibração, tornando assim a estrutura mais rígida.



Tabela 5.13 – Frequências naturais dos pórticos com 3x3 pavimentos – caso 2

<b>Pórtico 3x3 Pavimentos – caso 2</b>			
	$\omega_1$ (Hz)	$\omega_2$ (Hz)	$\omega_3$ (Hz)
Controle no caso 2A	<b>16,503</b>	45,52	91,45
Controle no caso 2B	<b>14,767</b>	49,49	94,02
Controle no caso 2C	<b>14,377</b>	54,25	87,33
Controle no caso 2D	<b>16,652</b>	45,62	91,79
Controle no caso 2E	<b>14,963</b>	50,21	93,24
Controle no caso 2F	<b>14,494</b>	55,01	87,82
Controle no caso 2G	<b>15,259</b>	51,93	89,88
Controle no caso 2H	<b>15,139</b>	50,50	92,17
Controle no caso 2I	<b>15,339</b>	51,25	89,13

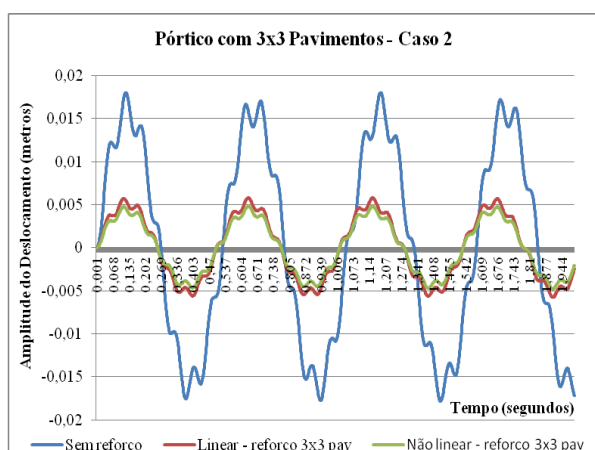
Do pórtico com três pavimentos e três vãos utilizado para o caso 2 forneceu a tabela 5.14, onde apresenta os deslocamentos máximos encontrados em cada tipo de controle na análise de vibração forçada.

Tabela 5.14 – Amplitude do deslocamento do pórtico com 3x3 pavimentos – caso 2

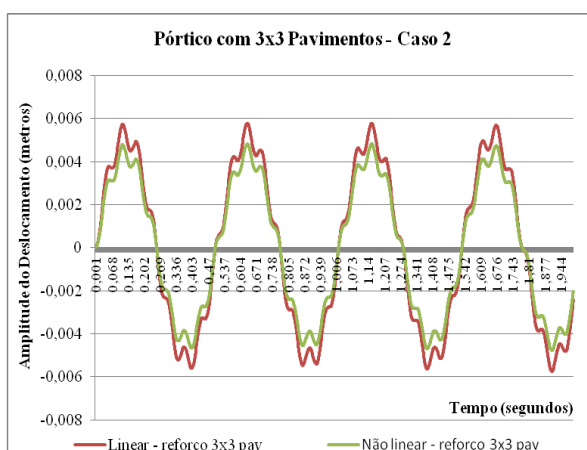
<b>Pórtico com 3x3 Pavimentos - caso 2</b>		<b>Sem controle</b>	<b>Análise linear</b>		<b>Análise não linear</b>	
			<b>Controle</b>	<b>Redução %</b>	<b>Controle</b>	<b>Redução %</b>
<b>Amplitude do Deslocamento (cm)</b>	Controle no caso 2A	1,800	0,750	<b>58,3%</b>	0,625	<b>65,3%</b>
	Controle no caso 2B		0,694	<b>61,4%</b>	0,578	<b>67,9%</b>
	Controle no caso 2C		0,793	<b>55,9%</b>	0,661	<b>63,3%</b>
	Controle no caso 2D		0,731	<b>59,4%</b>	0,610	<b>66,1%</b>
	Controle no caso 2E		0,654	<b>63,7%</b>	0,545	<b>69,7%</b>
	Controle no caso 2F		0,729	<b>59,5%</b>	0,629	<b>65,1%</b>
	Controle no caso 2G		0,600	<b>66,7%</b>	0,500	<b>72,2%</b>
	Controle no caso 2H		0,642	<b>64,3%</b>	0,535	<b>70,3%</b>
	Controle no caso 2I		0,578	<b>67,9%</b>	0,482	<b>73,2%</b>

Dos resultados obtidos pode-se concluir que a instalação em qualquer uma das configurações do caso 2 tem ótimos resultados e sua melhor posição para o amortecedor são nos casos 2G e 2I que resultam em uma redução de aproximadamente 68% e 73% nas análises linear e não linear, respectivamente, em relação à estrutura sem controle. Portanto, pode definir que a instalação de somente dois amortecedores na estrutura apresentaram excelentes resultados.

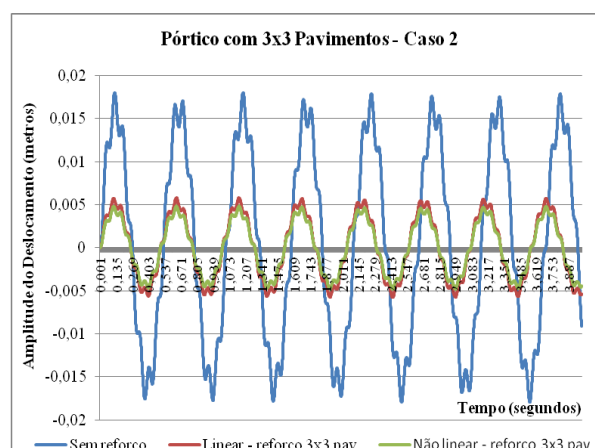
Dos dados gerados da análise do deslocamento, podem-se extrair os gráficos da figura 5.18 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço para o caso 2I na análise linear e não linear. Na figura 5.18 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



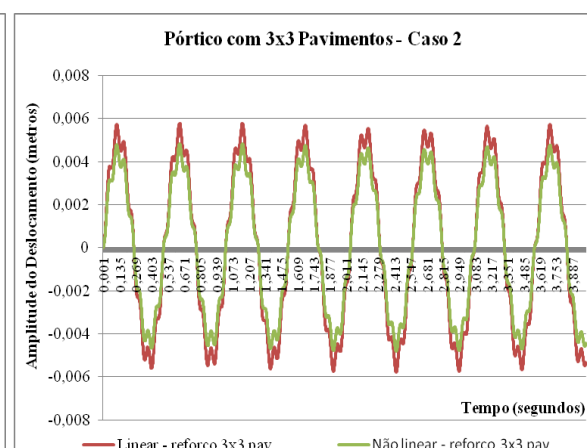
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

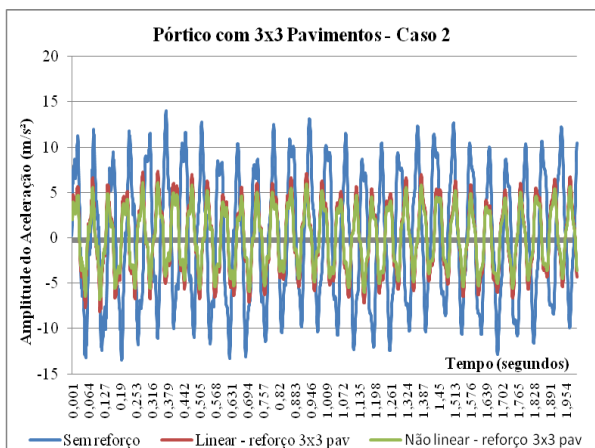
Figura 5.18 – Amplitude do deslocamento do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 2

A tabela 5.15 apresenta os dados da aceleração máxima encontrados em cada tipo de controle. Houve aproximadamente 42% e 51% de redução da aceleração nas análises linear e não linear, respectivamente, em relação à estrutura sem controle nos casos 2I e 2E, o que o constata que a introdução do amortecedor teve uma boa influência no valor da aceleração. O caso 2G e 2H também apresentou bons resultados tendo 37% de redução na análise linear e 48% na análise não linear, que reflete implicações satisfatórias nesta avaliação.

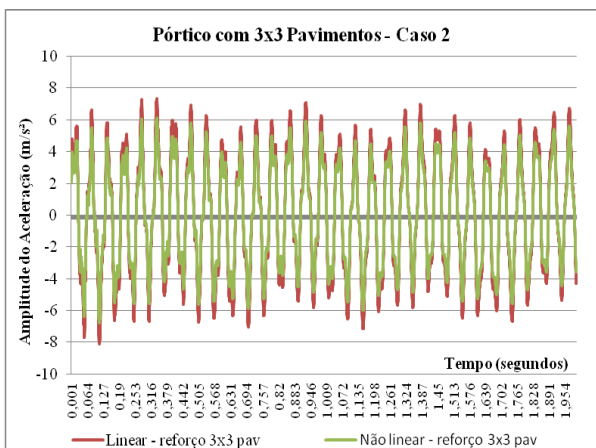
Tabela 5.15 – Amplitude da aceleração do pórtico com 3x3 pavimentos – caso 2

Pórtico com 3x3 Pavimentos - caso 2		Sem controle	Análise linear		Análise não linear	
			Controle	Redução %	Controle	Redução %
Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )	Controle no caso 2A	13,908	11,930	<b>14,22%</b>	9,943	<b>28,5%</b>
	Controle no caso 2B		9,337	<b>32,87%</b>	7,792	<b>44%</b>
	Controle no caso 2C		8,957	<b>35,60%</b>	7,471	<b>46,3%</b>
	Controle no caso 2D		11,986	<b>13,82%</b>	9,986	<b>28,2%</b>
	Controle no caso 2E		8,159	<b>41,34%</b>	6,805	<b>51,1%</b>
	Controle no caso 2F		9,160	<b>34,14%</b>	7,573	<b>45,5%</b>
	Controle no caso 2G		8,668	<b>37,68%</b>	7,216	<b>48,1%</b>
	Controle no caso 2H		8,674	<b>37,63%</b>	7,231	<b>48%</b>
	Controle no caso 2I		8,128	<b>41,56%</b>	6,776	<b>51,3%</b>

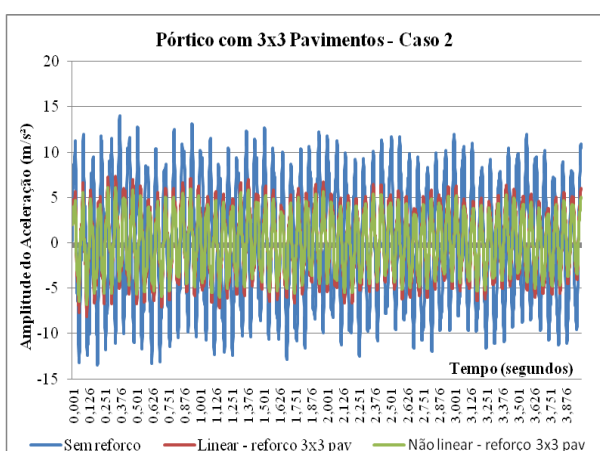
Ao aplicar os dados extraídos na análise da aceleração, podem-se construir os gráficos da figura 5.19 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço para o caso 2I na análise linear e não linear. Na figura 5.19 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



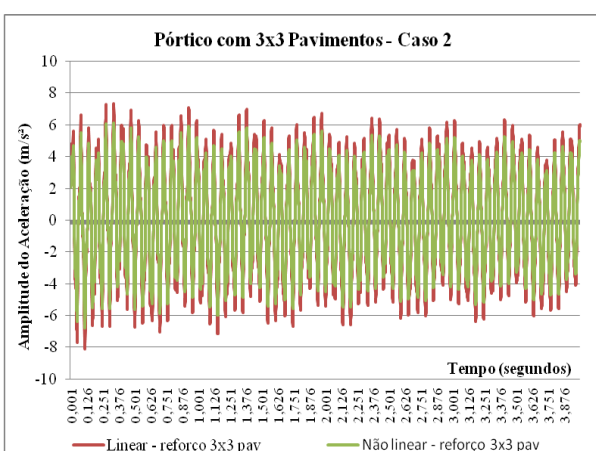
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.19 – Amplitude da aceleração do pórtico com 3 pavimentos e 3 vãos – caso 2

Ao comparar a estrutura com 3x3 pavimentos do caso 1 e do caso 2, pode-se perceber que os dois modelos tem comportamentos análogos e valores praticamente parecidos em relação à amplitude do deslocamento que teve a utilização do contraventamento otimizada na segunda coluna do pórtico do caso 1, atingindo a percentagem de 68,80% de redução na análise linear e 74% na análise não linear, quanto ao caso 2I apresentou redução de 67,90% de redução na análise linear e 73,2% na análise não linear. Na amplitude da aceleração a estrutura do caso 2 também apresenta valores satisfatórios, atingindo a porcentagem de 41,56% de redução na análise linear e 51,30% na análise não linear, contra os números máximos encontrados no terceiro pavimento do caso 1 que na análise linear chegou a 54,8% de redução na análise linear e 64,9% na análise não linear.

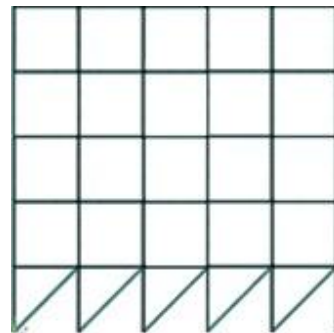
Em ambas as análises dinâmicas o uso de reforço apresentaram excelentes resultados, o reforço atende o objetivo para o qual foi designado e deve-se ressaltar as estruturas do caso 2 possuem apenas dois contraventamentos contra os três reforços das estruturas do caso 1. O que contata que a melhor localização das barras de contraventamento pode reduzir o número de reforços e conseqüentemente o peso da estrutura e a composição financeira do empreendimento.

### 5.2.6 – Análise de pórticos com 5x5 pavimentos

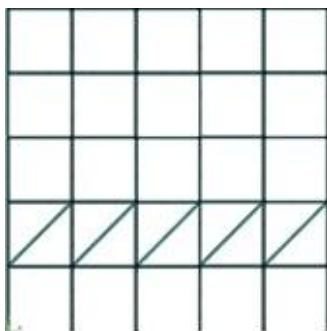
A figura 5.20 mostra as configurações analisadas variando-se a posição dos amortecedores, somente nos pavimentos e somente nas colunas, de um pórtico plano com cinco pavimentos e cinco vãos.



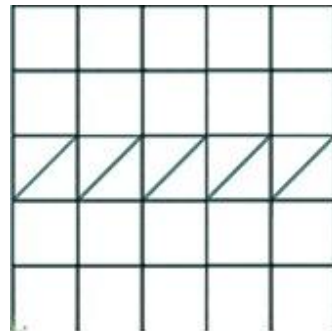
a) sem controle



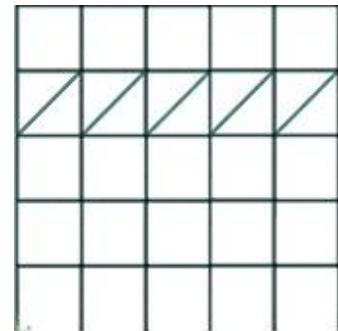
b) controle no 1º pavimento



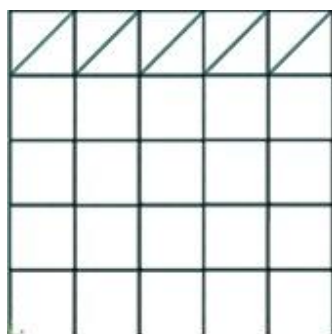
c) controle no 2º pavimento



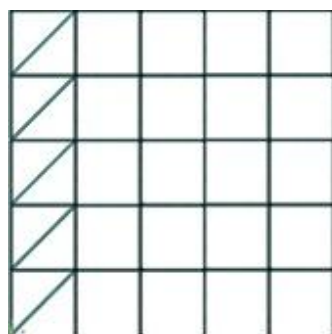
d) controle no 3º pavimento



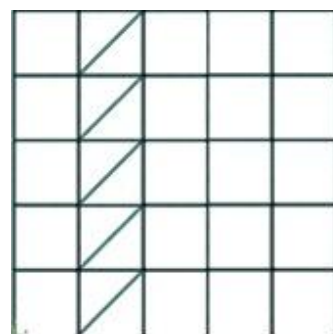
e) controle no 4º pavimento



f) controle no 5º pavimento



g) controle na 1ª coluna



h) controle na 2ª coluna

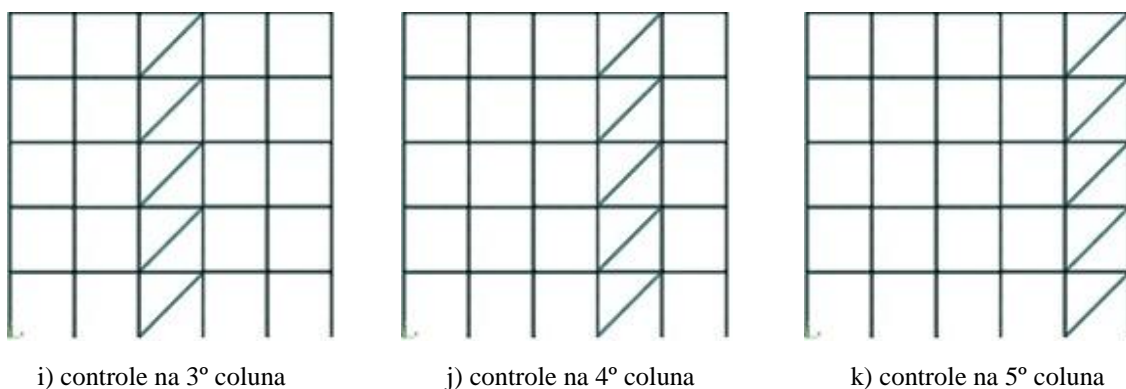


Figura 5.20 - Pórtico com 5x5 pavimentos

As frequências naturais do pórtico com cinco pavimentos e cinco vãos são apresentadas na tabela 5.16 para o caso sem controle e com controle variando-se o posicionamento do contraventamento metálico. Ao analisar os reforços utilizados somente em pavimentos constatou-se que a introdução do amortecedor na 2ª e 3ª pavimentos teve melhores resultados e aumenta a frequência em torno de 32% e 21,8%, respectivamente. Para o uso de amortecedores tipo barras de contraventamento somente nos vãos pode-se observar que a introdução em qualquer coluna tem bons resultados tornando assim a estrutura mais rígida, pode-se destacar a 3ª coluna onde aumentou a frequência em 28,8% no primeiro modo de vibração, tornando assim a estrutura mais rígida nestes locais.

Tabela 5.16 – Frequências naturais dos pórticos com 5x5 pavimentos

<b>Pórtico 5x5 Pavimentos</b>			
	$\omega_1$ (Hz)	$\omega_2$ (Hz)	$\omega_3$ (Hz)
Sem controle	<b>6,698</b>	21,95	41,83
Controle no 1º pavimento	<b>7,647</b>	25,37	47,88
Controle no 2º pavimento	<b>8,845</b>	23,35	41,89
Controle no 3º pavimento	<b>8,157</b>	22,55	52,62
Controle no 4º pavimento	<b>7,170</b>	29,40	41,69
Controle no 5º pavimento	<b>6,645</b>	24,33	49,59
Controle no 1º coluna	<b>8,468</b>	27,03	50,07
Controle no 2º coluna	<b>8,630</b>	27,57	50,87
Controle no 3º coluna	<b>8,630</b>	27,61	51,09
Controle no 4º coluna	<b>8,610</b>	27,52	50,82
Controle no 5º coluna	<b>8,314</b>	26,99	49,99

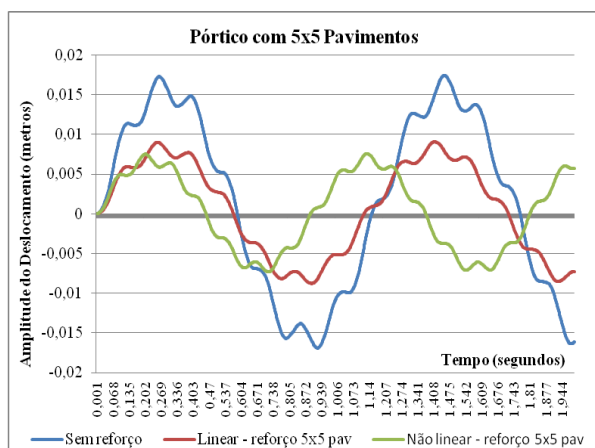
A tabela 5.17 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados no quinto pavimento em cada configuração analisada. Como se pode verificar localização dos amortecedores influencia diretamente na eficiência do sistema de controle. Observando a configuração somente para pavimentos a redução apresentada para o deslocamento em relação à estrutura sem controle teve como melhores posições para o amortecedor são no 3º ou 4º pavimentos, que resulta em uma redução de aproximadamente 41% e 50% nas análises linear e não linear, respectivamente. Ao considerar a configuração somente para vãos pode-se observar que os valores são semelhantes e sua utilização em quaisquer locais teve excelentes resultados para a máxima amplitude do deslocamento no controle utilizando barras de contraventamento, podendo destacar a 4ª coluna que alcançou uma redução de 47,9% na análise linear e 56,6% na análise não linear.

Tabela 5.17 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico com 5x5 pavimentos com controle

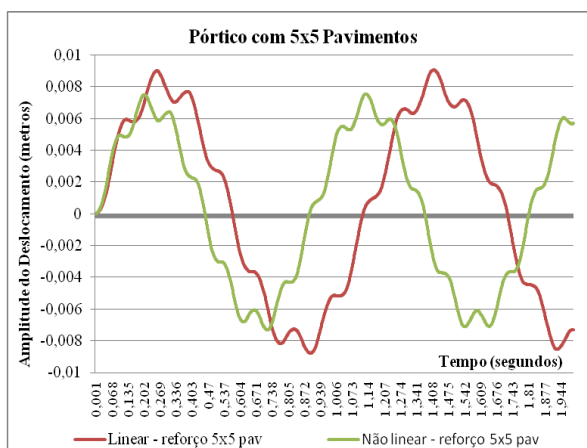
Pórtico com 5x5 Pavimentos		Sem controle	Análise linear		Análise não linear	
			Controle	Redução %	Controle	Redução %
Amplitude do Deslocamento (cm)	Controle no 1º pavimento	1,743	1,300	<b>25,4%</b>	1,195	<b>31,4%</b>
	Controle no 2º pavimento		1,084	<b>37,8%</b>	0,978	<b>43,9%</b>
	Controle no 3º pavimento		1,014	<b>41,9%</b>	0,851	<b>51,2%</b>
	Controle no 4º pavimento		1,030	<b>40,9%</b>	0,895	<b>48,7%</b>
	Controle no 5º pavimento		1,173	<b>32,7%</b>	1,131	<b>35,1%</b>
	Controle na 1º coluna	1,743	0,978	<b>43,9%</b>	0,895	<b>48,6%</b>
	Controle na 2º coluna		0,916	<b>47,5%</b>	0,798	<b>54,2%</b>
	Controle na 3º coluna		0,915	<b>47,5%</b>	0,840	<b>51,8%</b>
	Controle na 4º coluna		0,908	<b>47,9%</b>	0,756	<b>56,6%</b>
	Controle na 5º coluna		0,985	<b>43,5%</b>	0,856	<b>50,9%</b>



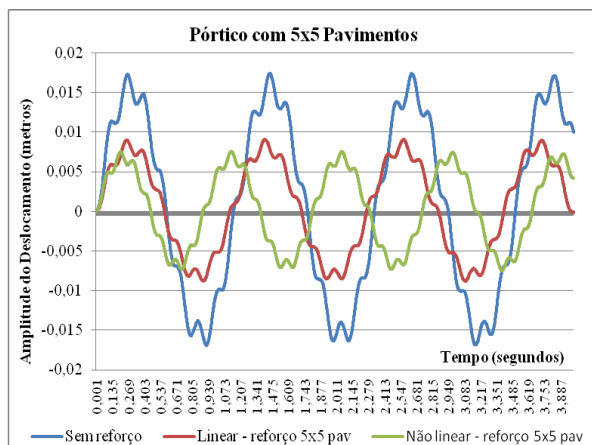
Dos dados extraídos da estrutura sem reforço e com reforço para cinco pavimentos e cinco vãos, podem-se obter os gráficos da figura 5.21 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com controle na 4ª coluna na análise linear e não linear. Na figura 5.21 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



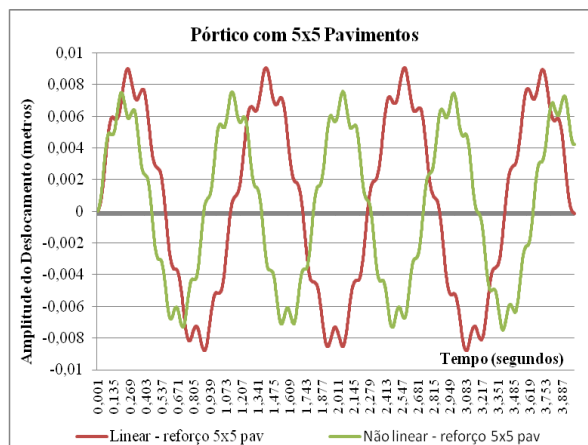
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.21 – Amplitude do deslocamento do pórtico com 5x5 pavimentos

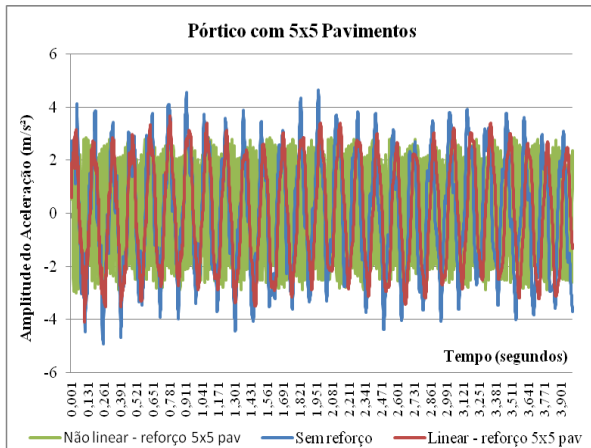
As acelerações máximas encontradas para cada configuração da estrutura com cinco pavimentos e cinco vãos são apresentadas na tabela 5.18.

Tabela 5.18 – Amplitude da aceleração do pórtico com 5x5 pavimentos

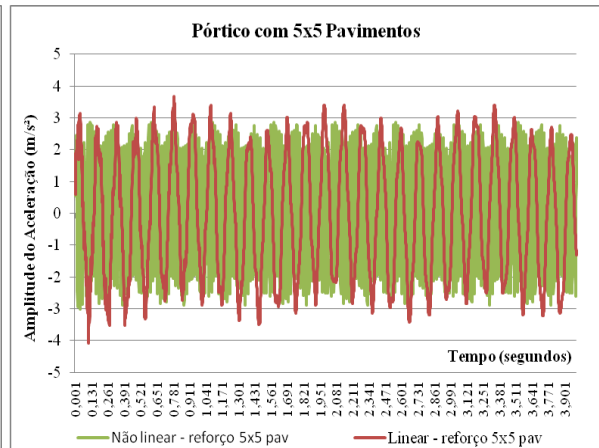
Pórtico com 5x5 Pavimentos		Sem controle	Análise linear		Análise não linear	
			Controle	Redução %	Controle	Redução %
Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )	Controle no 1º pavimento	4,926	4,849	1,6%	3,940	20%
	Controle no 2º pavimento		4,785	2,9%	4,219	14,4%
	Controle no 3º pavimento		4,564	7,3%	3,647	26%
	Controle no 4º pavimento		3,566	27,6%	2,761	44%
	Controle no 5º pavimento		3,114	36,8%	2,495	49,4%
	Controle na 1ª coluna	4,926	4,042	17,9%	3,460	29,8%
	Controle na 2ª coluna		3,980	19,2%	3,174	35,6%
	Controle na 3ª coluna		4,169	15,4%	3,295	33,1%
	Controle na 4ª coluna		4,087	17%	3,266	33,7%
	Controle na 5ª coluna		4,091	17%	3,034	38,4%

A redução apresentada para a aceleração em relação à estrutura sem controle teve como melhor posição para o amortecedor é no 5º pavimento, que resulta em uma redução de aproximadamente 36,8% e 49,4% nas análises linear e não linear, respectivamente, em relação a estrutura sem controle. Se não for possível atender a este caso, pode-se utilizar também o uso do reforço no 4º pavimento de onde se encontra uma redução de 27,6% para a análise linear e 44% na análise não linear. Em ambos os casos pode ser considerado um excelente resultado. Ao analisar a configuração somente para vãos pode-se destacar que sua utilização na 1ª, 2ª ou 3ª coluna, onde teve excelentes resultados, podendo destacar a 2ª coluna que alcançou uma redução de 19,2% na análise linear e 35,6% na análise não linear.

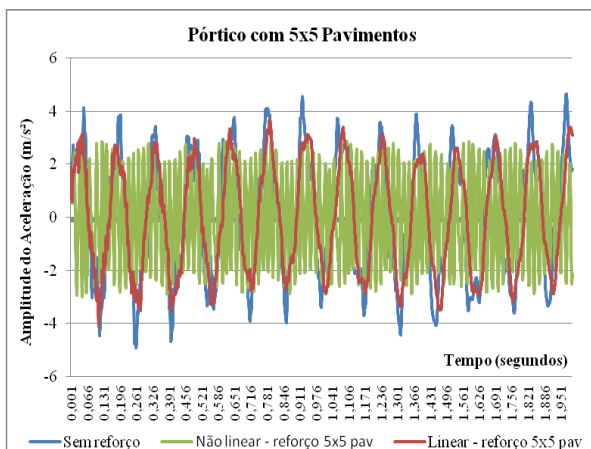
Dos dados extraídos da estrutura sem reforço e com reforço para cinco pavimentos e cinco vãos, podem-se obter os gráficos da figura 5.22 (a) e (c) com tempos de dois segundos e quatro segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com controle na 5ª coluna na análise linear e não linear. Na figura 5.22 (b) e (d), apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



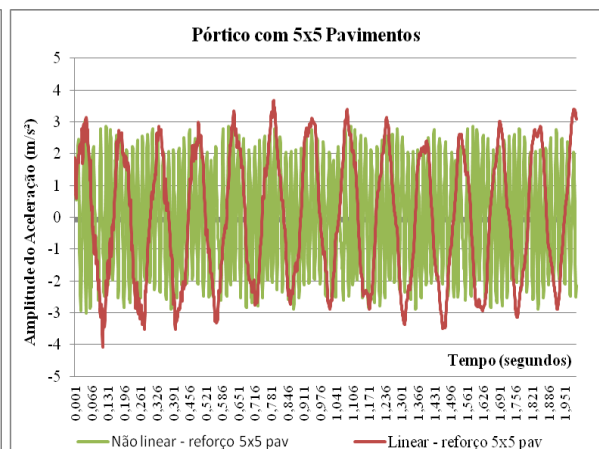
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 2seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 4seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 4seg)

Figura 5.22 – Amplitude da aceleração do pórtico com 5x5 pavimentos

Ao comparar a estrutura com 3x3 pavimentos e 5x5 pavimentos, pode-se perceber que ao introduzir dois pavimentos e duas colunas a mais, houve um decréscimo no valor da amplitude do deslocamento e da aceleração, assim como aconteceu ao aumentar a estrutura de 1 pavimento para de 2 pavimentos ou para 3 pavimentos. Conclui-se que quanto mais alto o pórtico mais instabilidade ele fica sujeito o que diminui a eficiência das barras de contraventamento.

### 5.3 – SEGUNDO ESTUDO PARAMÉTRICO

Nesta segunda parte foi analisado uma estrutura estudada anteriormente por Perez (2012), já construída de oito andares, com uma área por andar de 425,44 m<sup>2</sup>, altura de três metros por andar, com lajes maciças de 10 cm de espessura, vigas de 30cm por 35cm de altura e nas colunas C1, D e E1 empregou-se pilares de 60cm por 60cm e para os demais pilares 50cm por 50cm, como mostram a figura 5.23.

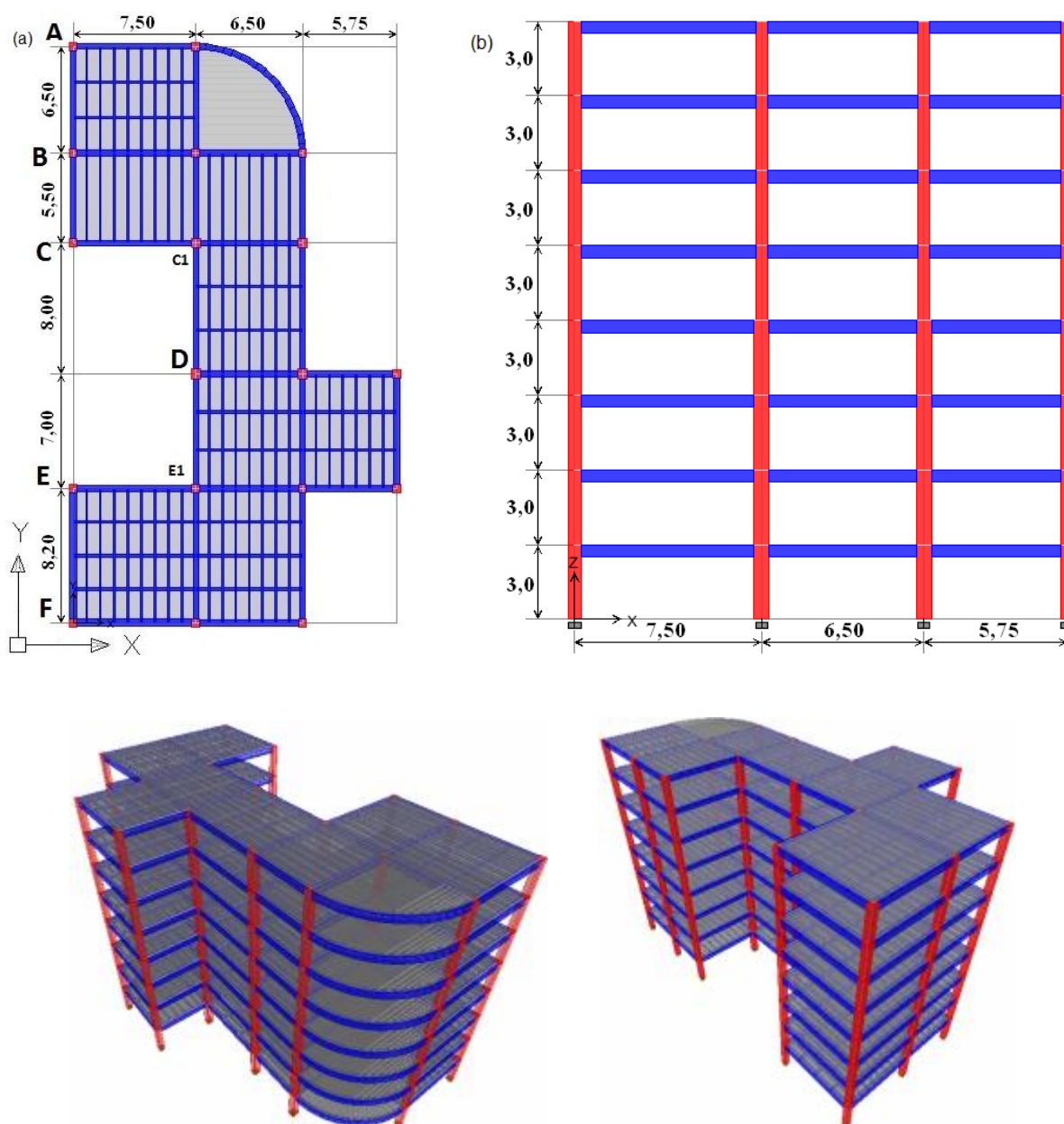


Figura 5.23 - Vista em planta baixa e em corte da estrutura e modelo isométrico da estrutura.

O pórtico tridimensional é constituído por uma ligação mista aço-concreto, ou seja, por elementos que trabalham em conjunto, onde os pilares e vigas são constituídos de concreto armado e as barras de contraventamento de aço. A interação entre o concreto e o perfil de aço se dá por meios mecânicos, por atrito e/ou por simples aderência. O único custo adicional em relação às vigas e pilares de concreto armado e os reforços de aço são os conectores de cisalhamento, normalmente pinos com cabeça *stud bolts* conforme a figura 5.24.

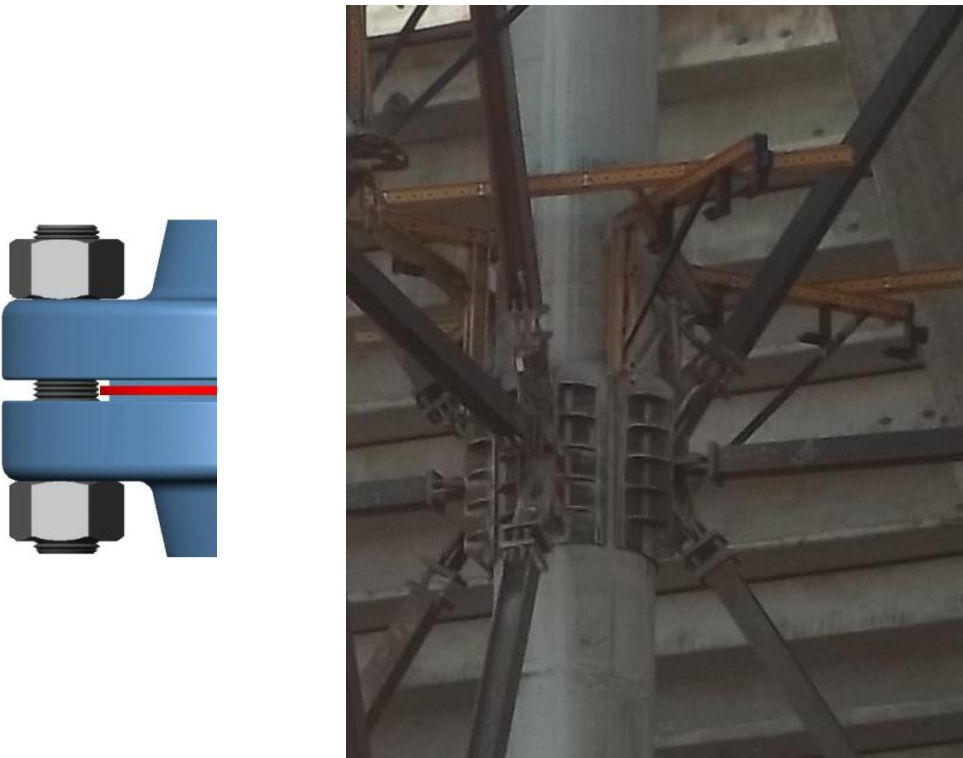


Figura 5.24 - Conexões entre ligações concreto-aço utilizadas no estádio Mané Garrincha sito em Brasília/DF

Visando estudar a influência do número e da posição de contraventamentos que funcionará como amortecedores metálicos em edifícios, modelados como pórticos espaciais, na eficiência do controle das vibrações da estrutura, foram estudados diversos modelos, variando-se as configurações de número e posição das barras de contraventamento que trabalham como amortecedores metálicos.

Os vãos e alturas do modelo são especificados nas figuras 5.23(a) e (b). Foi utilizado para o contraventamento o perfil I CS 250x52 com área de  $66 \text{ cm}^2$  e inércia com  $7694 \text{ cm}^4$ .

O carregamento considerado para as análises é uma carga harmônica senoidal aplicada variavelmente distribuído nos pilares, sendo a carga de maior valor aplicada no último andar conforme figura 5.25, durante 2 segundos,  $F(t) = F_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)$ , onde  $F_0$  é a amplitude da força considerada em todas as estruturas e vale 100 kN, o valor de  $\omega$  é igual a 80% do valor da primeira frequência natural da estrutura ( $\omega_1$  dado nas tabelas das frequências), simulando assim, uma situação bastante desfavorável próxima da ressonância. Os efeitos desse carregamento foram estudados por meio de uma análise linear e de uma não-linear. A consideração da não linearidade levou a reduções maiores em todos os casos analisados, devido à dissipação de energia que ocorre com a deformação permanente do material.

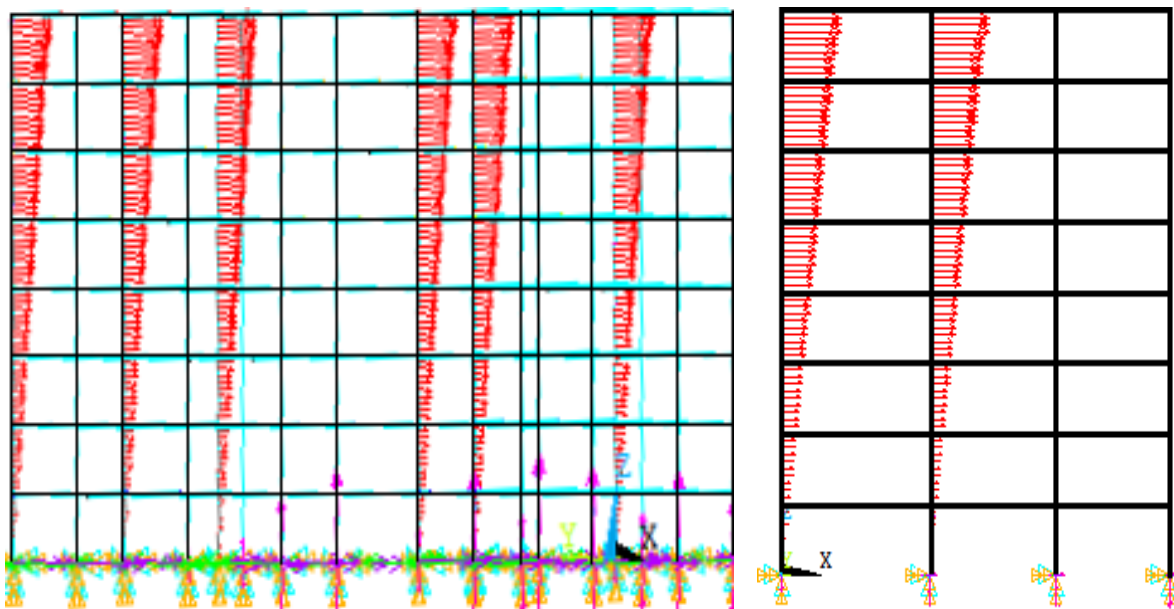


Figura 5.25 – Carregamento variavelmente distribuído na estrutura.

Os pontos A até F mencionados nas figuras 5.23(a) servem para descrever os nós onde apresentam os pontos mais críticos da estrutura espacial do qual se extrairam os valores contidos nas tabelas da amplitude do deslocamento e da aceleração. Sendo que no ponto A fica o nó 1196, ponto B o nó 1166, ponto C o nó 1146, ponto D o nó 1439, ponto E o nó 1096 e ponto F o nó 1066.

### 5.3.1 – Análise dos pórticos espaciais

As figuras seguintes mostram as configurações analisadas com reforços distribuídos entre os vãos, variando-se a localização e o número dos amortecedores em um pórtico tridimensional. Serão feitas três análises onde se observara os casos A11, B11 e C24 (figuras 5.27, 5.28 e 5.29) na primeira análise, D15 e E21 (figuras 5.30 e 5.31) na segunda análise e finalizando com a terceira análise os casos F20 e G28 (figuras 5.32 e 5.33) todos em relação a estrutura sem controle (figura 5.26).

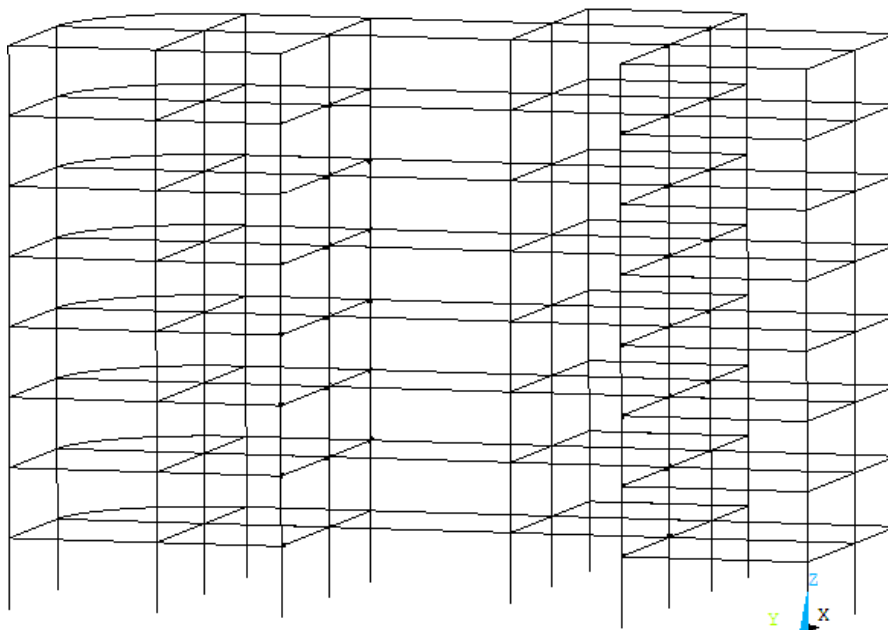


Figura 5.26 - Modelo sem controle

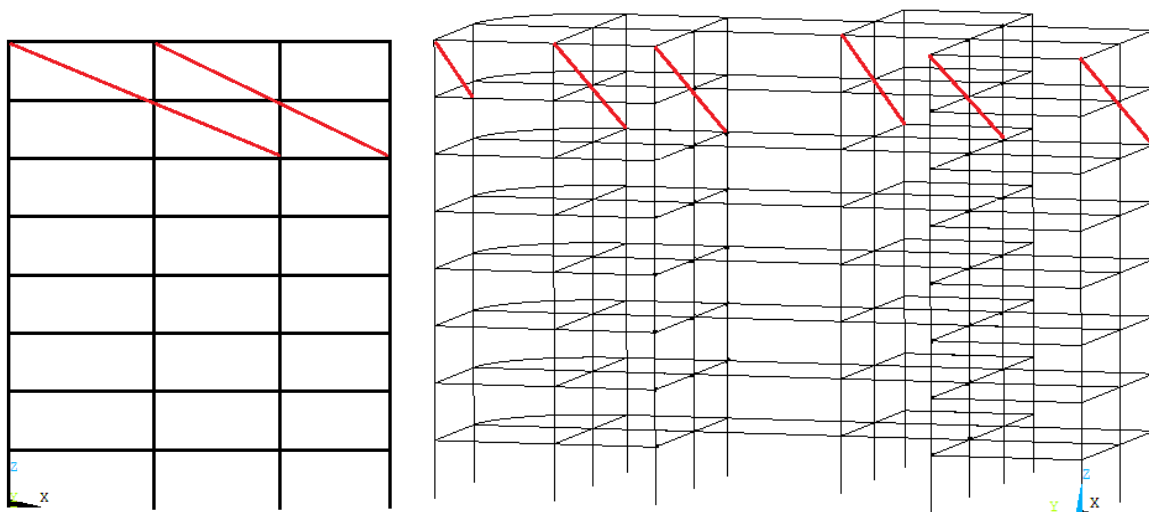


Figura 5.27 - Modelo A com 11 amortecedores – Caso A11

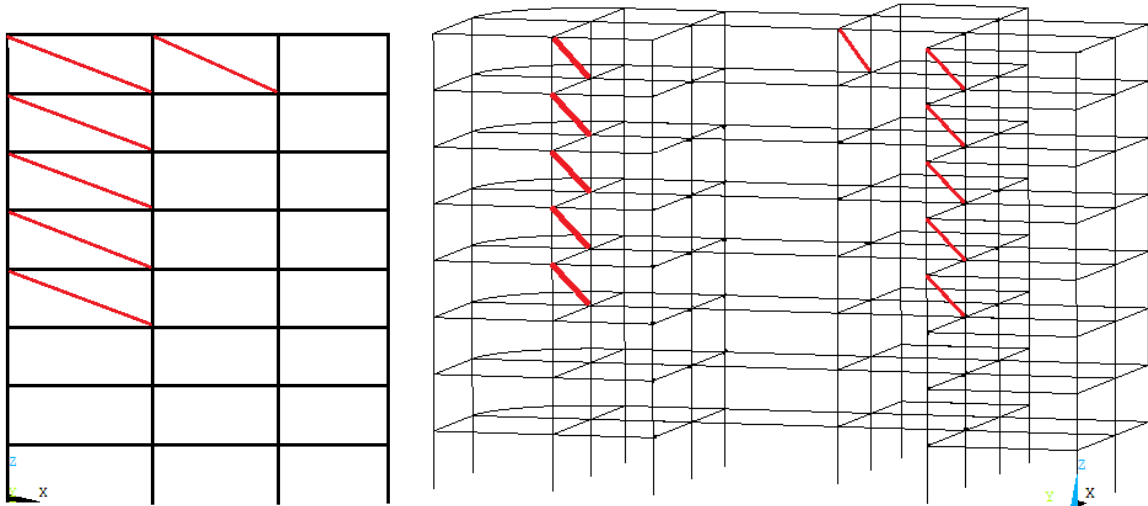


Figura 5.28 - Modelo B com 11 amortecedores – Caso B11

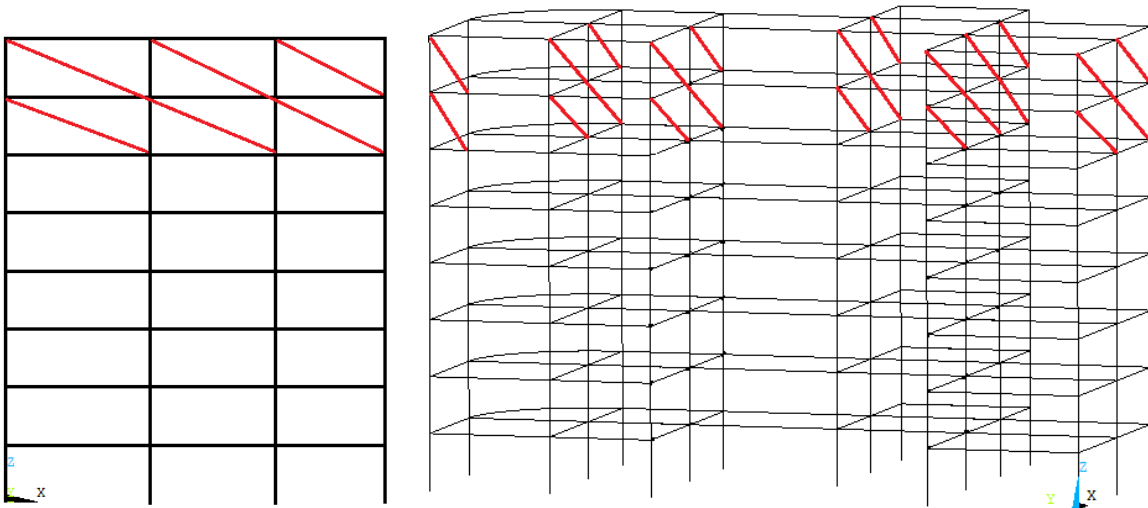


Figura 5.29 - Modelo C com 24 amortecedores – Caso C24

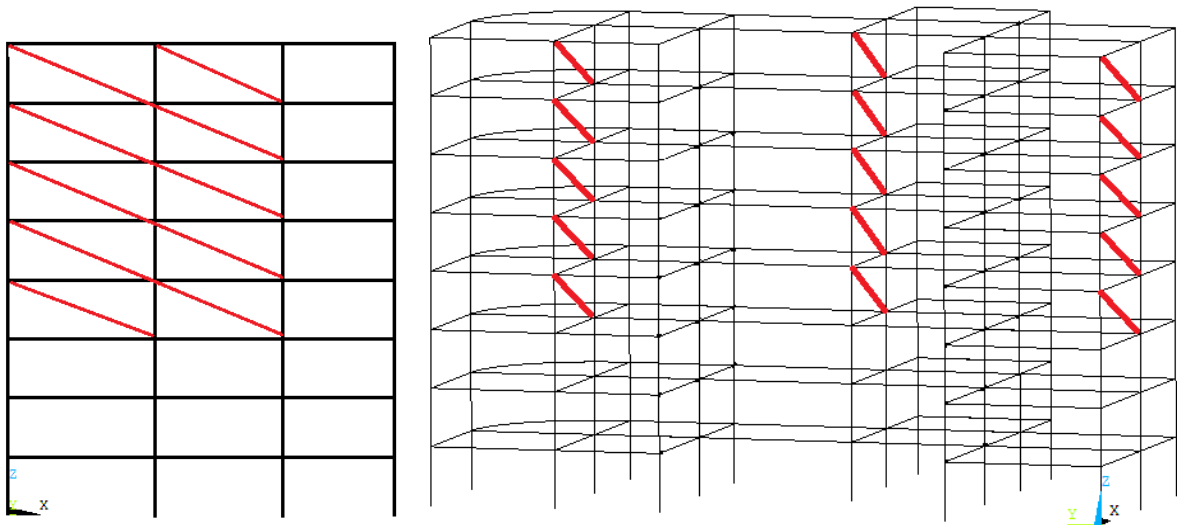


Figura 5.30 - Modelo D com 15 amortecedores – Caso D15



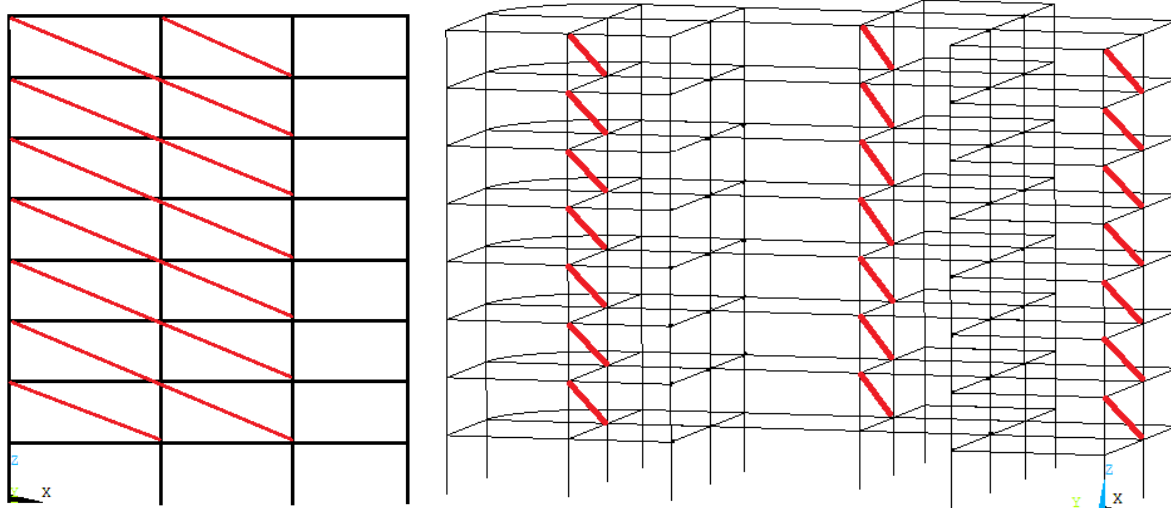


Figura 5.31 - Modelo E com 21 amortecedores – Caso E21

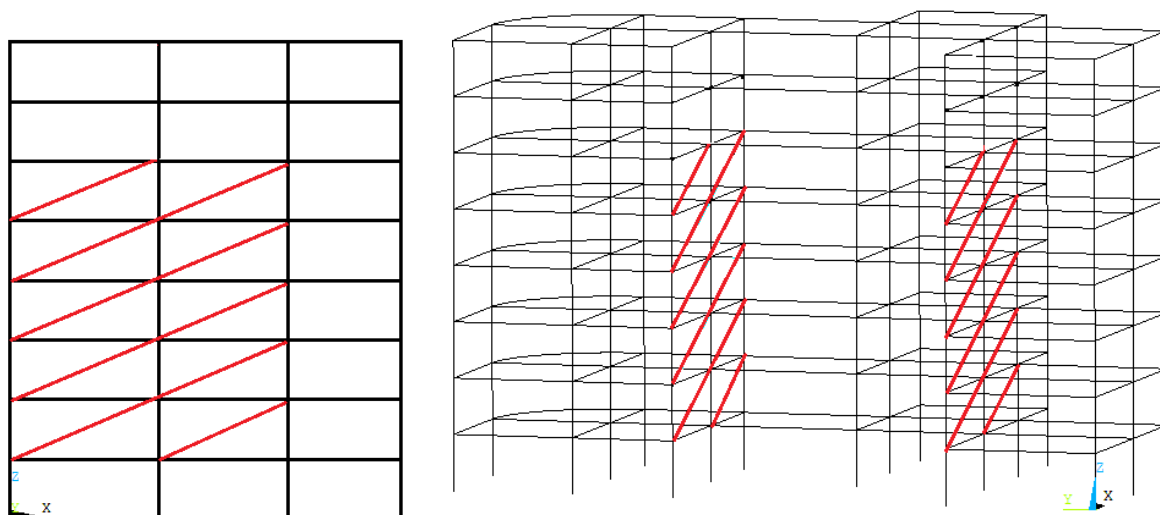


Figura 5.32 - Modelo F com 20 amortecedores – Caso F20

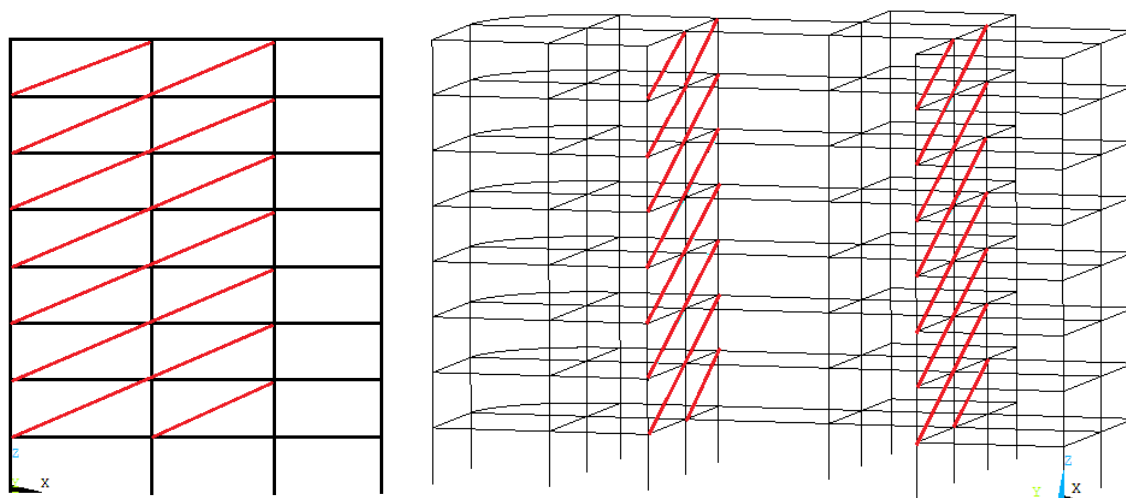


Figura 5.33 - Modelo G com 28 amortecedores – Caso G28

As frequências naturais do pórtico espacial em estudo são apresentadas na tabela 5.19 para o caso sem controle e com controle, no reforço metálico variou-se a sua localização e número no pórtico. Verificou-se que na instalação os amortecedores não influenciou o valor da frequência expressivamente.

Tabela 5.19 – Frequências naturais dos modelos espaciais

<b>Pórtico Espacial</b>			
	<b><math>\omega_1</math> (Hz)</b>	<b><math>\omega_2</math> (Hz)</b>	<b><math>\omega_3</math> (Hz)</b>
Sem controle	<b>1,990</b>	2,056	2,179
Caso A11	<b>2,026</b>	2,061	2,220
Caso B11	<b>2,044</b>	2,188	2,296
Caso C24	<b>2,029</b>	2,074	2,240
Caso D15	<b>2,043</b>	2,222	2,431
Caso E21	<b>2,043</b>	2,400	2,669
Caso F20	<b>2,046</b>	2,344	2,638
Caso G28	<b>2,041</b>	2,364	2,684

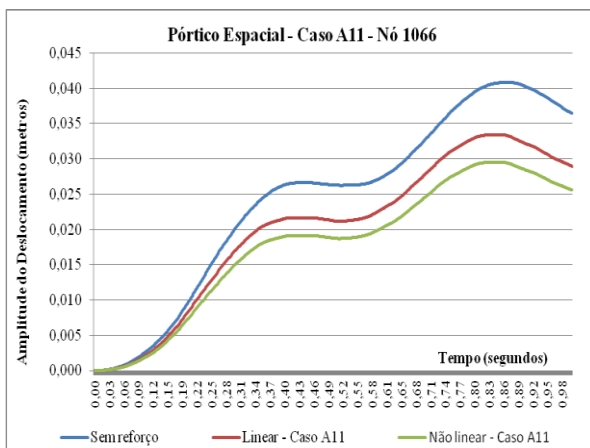
### 5.3.2 – Análise dos pórticos espaciais – Caso A11

Para o caso A11 na análise de vibração forçada, a tabela 5.20 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados em cada nó da configuração analisada. Pode-se observar que se obteve ótima redução em todos os nós em estudo, destacando o nó 1066, tendo valores em torno de 18,2% em relação a estrutura sem controle, sendo que a consideração da não linearidade levou a reduções maiores em todos os casos analisados, chegando a atingir uma redução de 27,8%, devido à dissipação de energia que ocorre com a deformação permanente do material.

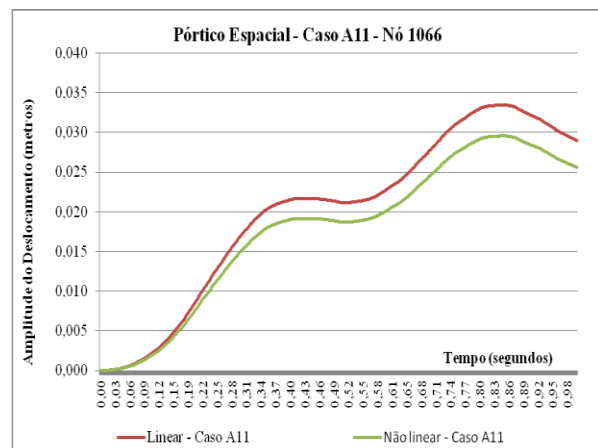
Tabela 5.20 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso A11

Amplitude do Deslocamento (centímetros)					
Estrutura Tridimensional	Sem controle	Caso A11 – Análise linear		Caso A11 – Análise não linear	
Nó	Deslocamento	Deslocamento	Redução	Deslocamento	Redução
1066	4,09	3,34	18,2%	2,95	27,8%
1096	4,38	3,60	17,8%	3,20	26,9%
1439	4,64	3,82	17,6%	3,42	26,3%
1146	4,93	4,07	17,4%	3,64	26,1%
1166	5,12	4,25	17%	3,75	26,7%
1196	5,35	4,45	16,7%	3,94	26,4%

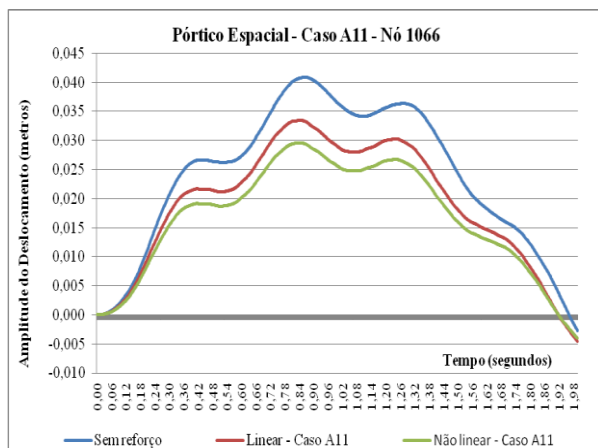
Com a análise do deslocamento, podem-se produzir os gráficos da figura 5.34 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1066 estudando o Caso A11, para análise linear e não linear. Na figura 5.34 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



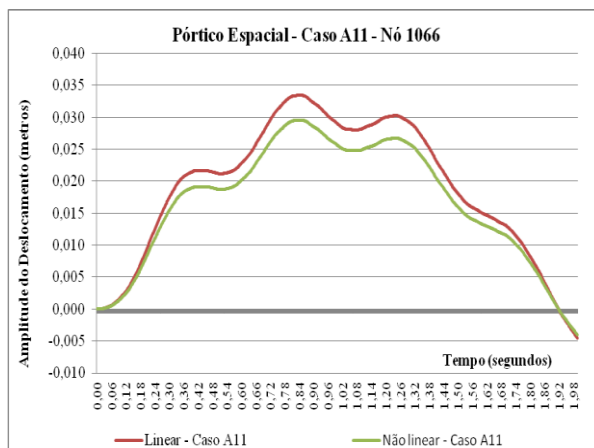
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

Figura 5.34 – Amplitude do deslocamento do pórtico espacial – caso A11

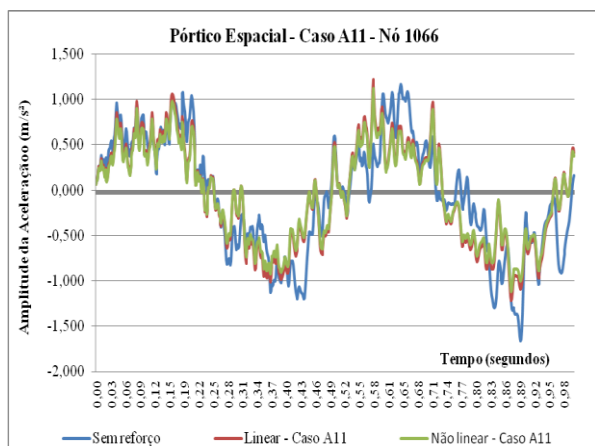
Ao observar as amplitudes da aceleração do pórtico tridimensional sem controle e com controle, tabela 5.21, pode-se verificar que a introdução do reforço teve ótimo resultado no nó 1146 e reduziu a aceleração em aproximadamente 27% e 33% nas análises linear e não linear, respectivamente. O nó 1439 também teve bons resultados e abateu a aceleração em aproximadamente 20% na análise linear e 28,5% na análise não linear.

Tabela 5.21 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso A11

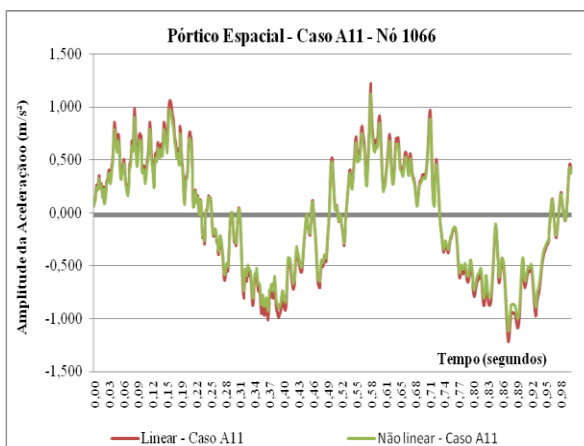
Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )					
Estrutura Tridimensional	Sem controle	Caso A11 – Análise linear		Caso A11 – Análise não linear	
		Nó	Aceleração	Redução	Aceleração
1066	1,338	1,332	0,5%	1,308	2,3%
1096	1,331	1,295	2,7%	1,254	5,8%
1439	1,559	1,243	20,3%	1,115	28,5%
1146	1,665	1,219	26,8%	1,119	32,8%
1166	1,567	1,376	12,2%	1,318	15,9%
1196	1,925	1,794	6,8%	1,737	9,8%

Dos dados extraídos da análise da aceleração, podem-se gerar os gráficos da figura 5.35 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as

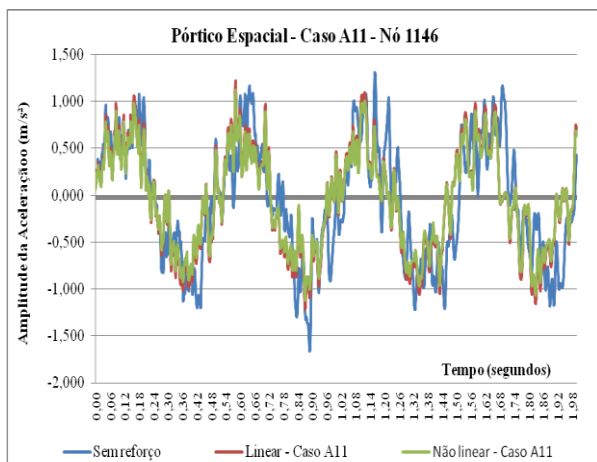
amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1146 estudando o Caso A11, para análise linear e não linear, e o gráfico da figura 5.35 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, que apresentam apenas uma comparação das análises linear e não linear.



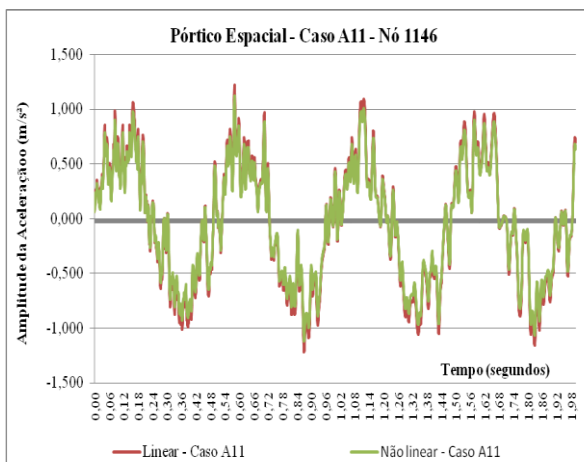
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

Figura 5.35 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso A11

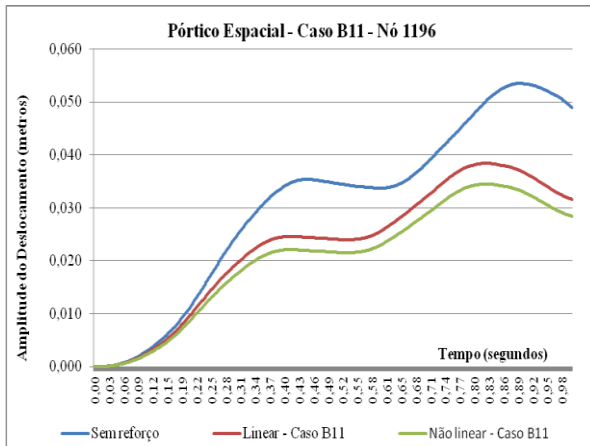
### 5.3.3 – Análise dos pórticos espaciais – Caso B11

Para o caso B11 na análise de vibração forçada, a tabela 5.22 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados em cada configuração analisada. Pode-se observar que se obteve ótima redução em todos nos nós em estudo, podendo destacar o nó 1196 com valor percentual de 28,1% em relação a estrutura sem controle, sendo que na análise não linear os resultados foram mais satisfatórios chegando a atingir uma redução de 34,5%.

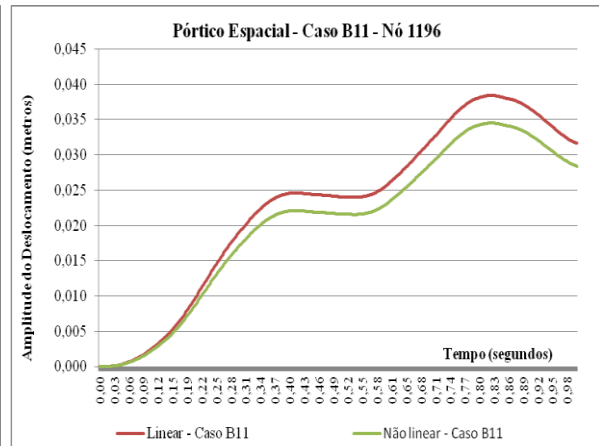
Tabela 5.22– Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso B11

<b>Amplitude do Deslocamento (centímetros)</b>					
<b>Estrutura Tridimensional</b>	<b>Sem controle</b>	<b>Caso B11 - Análise linear</b>		<b>Caso B11 - Análise não linear</b>	
<b>Nó</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Redução</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Redução</b>
1066	4,09	3,21	21,4%	2,87	29,7%
1096	4,38	3,34	23,7%	2,96	32,5%
1439	4,64	3,48	25,1%	3,10	33,2%
1146	4,93	3,63	26,4%	3,35	31,9%
1166	5,12	3,72	27,3%	3,46	32,4%
1196	5,35	3,84	28,1%	3,50	34,5%

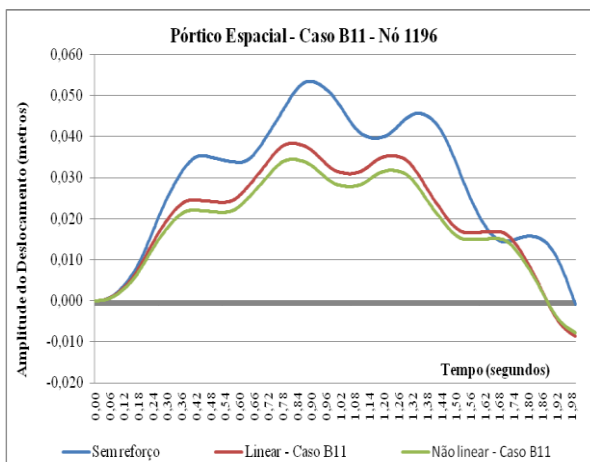
Dos dados gerados da análise do deslocamento, podem-se extrair os gráficos da figura 5.36 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1196 estudando o Caso B11, para análise linear e não linear. Na figura 5.36 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



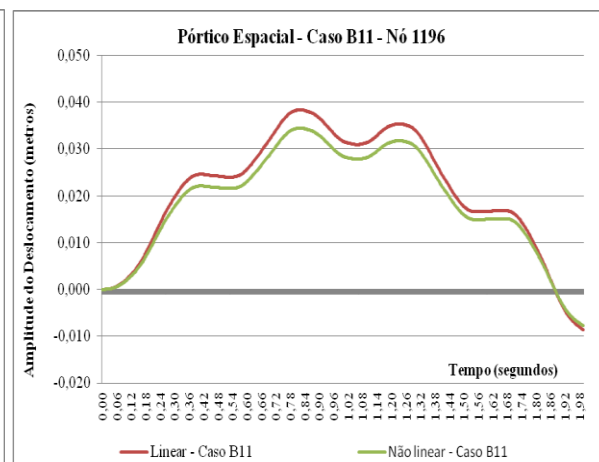
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

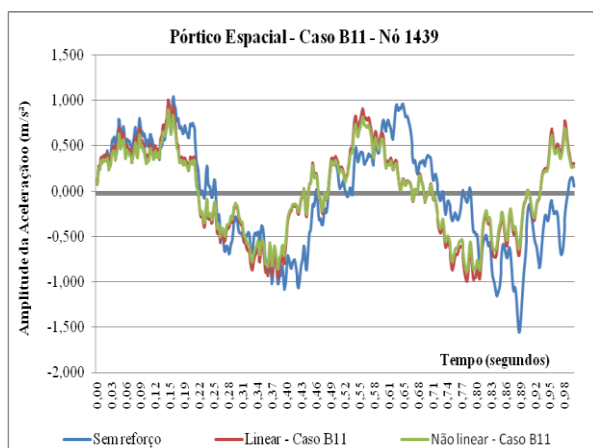
Figura 5.36 – Amplitude do deslocamento do pórtico espacial – caso B11

Ao observar as amplitudes da aceleração do pórtico tridimensional sem controle e com controle, tabela 5.23, pode-se verificar que a introdução do reforço teve ótimos resultados em quase todos os nós, deixando a desejar apenas no nó 1066 que apresentou redução pouco significativa. Podendo destacar o nó 1439 que reduziu a aceleração em aproximadamente 23% na análise linear e na análise não linear obteve o percentual de 28,7%.

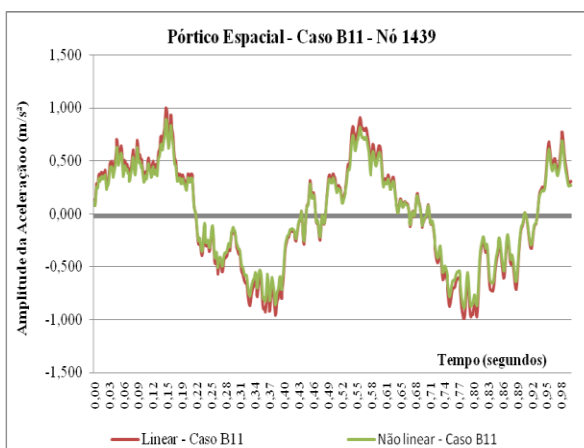
Tabela 5.23 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso B11

Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )					
Estrutura Tridimensional	Sem controle	Caso B11 - Análise linear		Caso B11 - Análise não linear	
Nó	Aceleração	Aceleração	Redução	Aceleração	Redução
1066	1,338	1,333	0,4%	1,288	3,7%
1096	1,331	1,128	15,3%	0,999	24,9%
1439	1,559	1,203	22,8%	1,077	30,9%
1146	1,665	1,414	15,1%	1,253	24,8%
1166	1,567	1,268	19,1%	1,128	28%
1196	1,925	1,531	20,5%	1,373	28,7%

Ao utilizar os dados gerados da análise do deslocamento, podem-se extrair os gráficos da figura 5.37 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1439 estudando o Caso B11, para análise linear e não linear. Na figura 5.37 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.

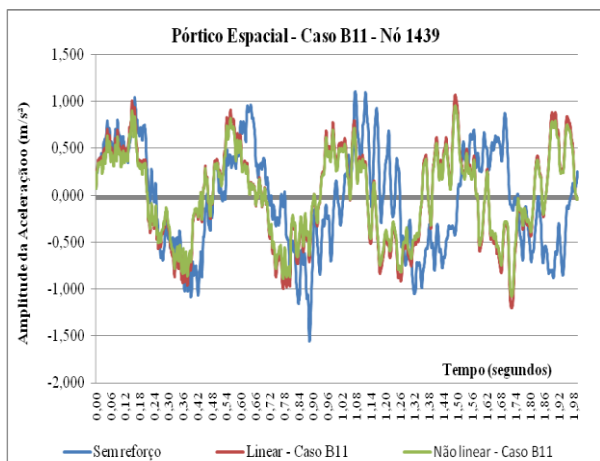


(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)

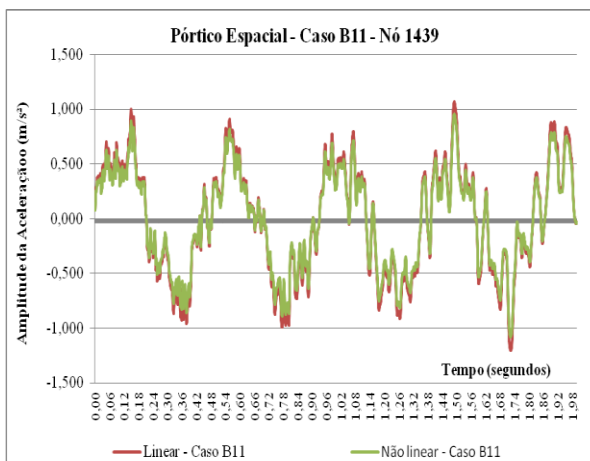


(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)





(c) Estruturas sem reforço e com reforço ( $t = 2\text{seg}$ )



(d) Estruturas com reforço ( $t = 2\text{seg}$ )

Figura 5.37 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso B11

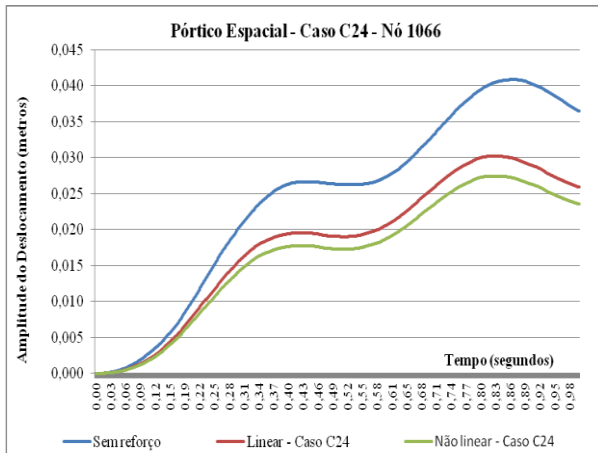
### 5.3.4 – Análise dos pórticos espaciais – Caso C24

Para o caso C24 na análise de vibração forçada, a tabela 5.24 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados em cada configuração analisada. Pode-se observar que se obteve excelente redução em todos nos nós em estudo, atingindo valores na análise linear em torno de 26% em relação a estrutura sem controle, sendo que na análise não linear os resultados foram mais satisfatórios chegando a atingir uma redução de 33,9%.

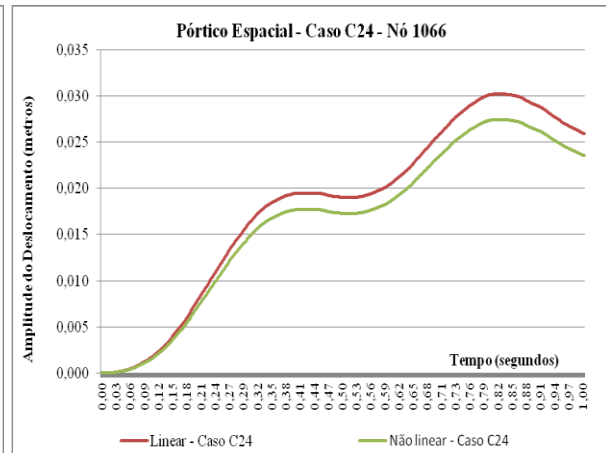
Tabela 5.24 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso C24

Amplitude do Deslocamento (centímetros)					
Estrutura Tridimensional	Sem controle	Caso C24 - Análise linear		Caso C24 - Análise não linear	
		Deslocamento	Redução	Deslocamento	Redução
Nó	Deslocamento	Deslocamento	Redução	Deslocamento	Redução
1066	4,09	3,02	26,1%	2,70	33,9%
1096	4,38	3,26	25,6%	2,97	32,1%
1439	4,64	3,47	25,3%	3,24	30,1%
1146	4,93	3,70	24,9%	3,51	28,8%
1166	5,12	3,87	24,5%	3,70	27,7%
1196	5,35	4,06	24,2%	3,92	26,7%

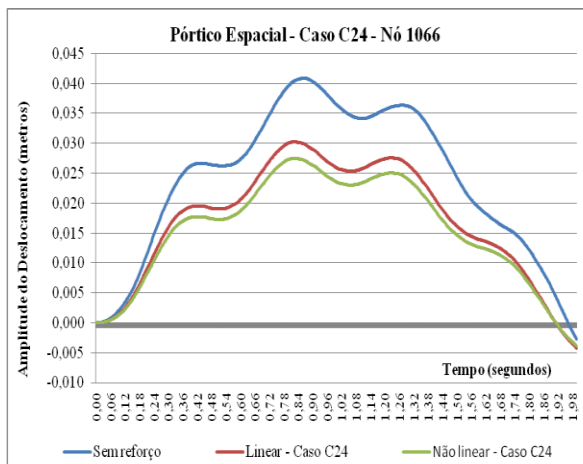
Ao utilizar os dados gerados da análise da aceleração, podem-se extrair os gráficos da figura 5.38 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1066 estudando o Caso C24, para análise linear e não linear. Na figura 5.38 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



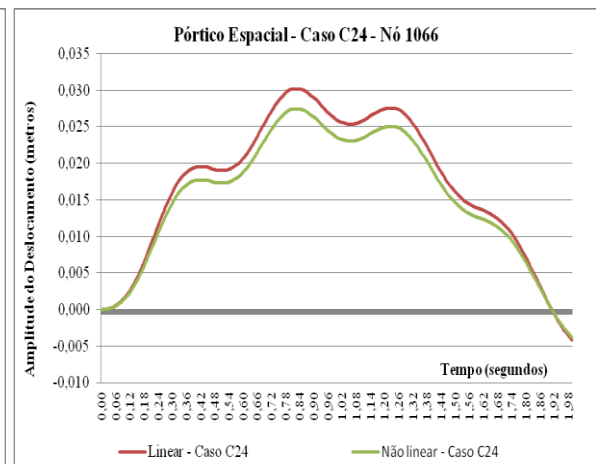
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

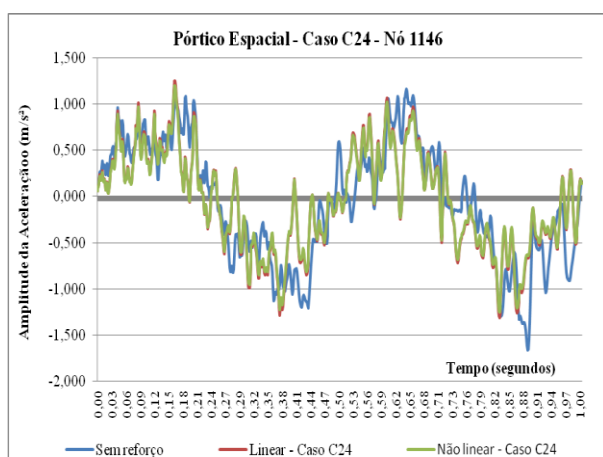
Figura 5.38 – Amplitude do deslocamento do Pórtico espacial – caso C24

Ao observar as amplitudes da aceleração do pórtico tridimensional sem controle e com controle, tabela 5.25, pode-se verificar que a introdução do reforço teve ótimo resultado no nó 1146 e no nó 1439 do caso C24 e reduziu a aceleração no nó 1146 em aproximadamente 21,5% e 24,8% nas análises linear e não linear, respectivamente. Pode-se observar também que esses nós se encontram no meio da estrutura e alinhados por três pilares o que possibilita maior estabilidade e consequente conforto. Os nós 1066, 1096, 1166 e 1196 tiveram valores insignificantes na redução.

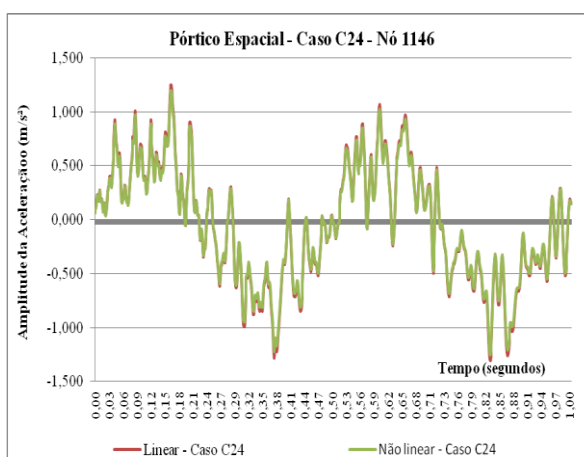
Tabela 5.25 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso C24

Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )					
Estrutura Tridimensional	Sem controle	Caso C24 - Análise linear		Caso C24 - Análise não linear	
Nó	Aceleração	Aceleração	Redução	Aceleração	Redução
1066	1,338	1,311	2%	1,298	3%
1096	1,331	1,278	4%	1,246	6,4%
1439	1,559	1,288	17,4%	1,233	20,9%
1146	1,665	1,307	21,5%	1,252	24,8%
1166	1,567	1,566	0,04%	1,542	1,6%
1196	1,925	1,921	0,2%	1,863	3,2%

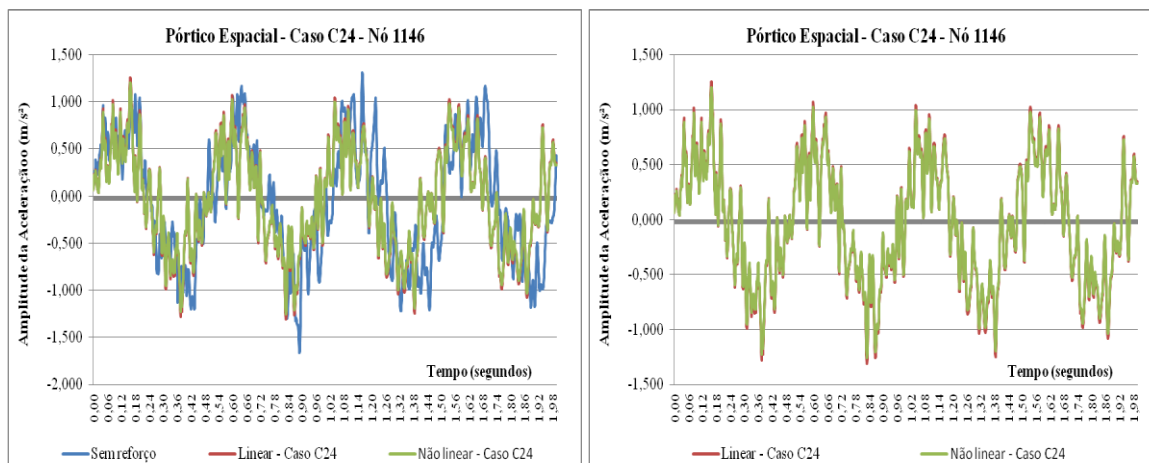
Ao aplicar os dados extraídos na análise da aceleração, podem-se obter os gráficos da figura 5.39 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1146 estudando o Caso C24, para análise linear e não linear. Na figura 5.39 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)

(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

Figura 5.39 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso C24

Ao fazer um paralelo entre os casos A11 e B11, ambos com 11 contraventamentos metálicos distribuídos de forma diferente um do outro no pórtico tridimensional se pode observar que o caso B11 obteve melhores resultados do que o caso A11 tanto para amplitude do deslocamento quanto para aceleração, ou seja, a configuração foi otimizada em B11 tendo com o mesmo número de reforços um resultado diferenciado em relação a sua posição no pórtico, podendo dar destaque análise do deslocamento nós 1439 e 1196 e para a amplitude da aceleração os nós 1096 e 1196. O caso C24 é muito semelhante ao caso A11, e apesar de ter 13 contraventamentos a mais, as respostas na amplitude do deslocamento não foram atrativas, tendo o aumento de apenas 4,8% no nó 1066 em relação a B11, em outros nós a configuração B11 teve reduções superiores em relação ao caso C24 mesmo pode ser dito para a amplitude da aceleração que nenhum dos valores apresentados nos nós do caso C24 foi superior do que no caso B11.

O que contata nessas estruturas tridimensionais que estão expostas que a melhor localização das barras de contraventamento pode reduzir o número de reforços e consequentemente o peso da estrutura gerando assim valores financeiros do empreendimento mais reduzidos.

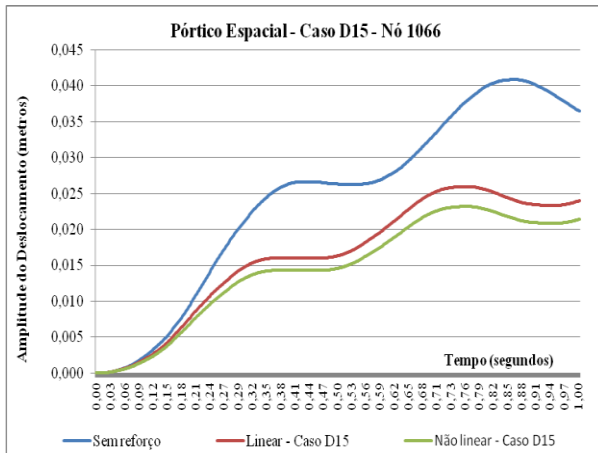
### 5.3.5 – Análise dos pórticos espaciais – Caso D15

Para o caso D15 na análise de vibração forçada, a tabela 5.26 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados em cada nó analisado. Pode-se observar que se obteve excelente redução em todos nos nós em estudo, tendo valor máximo da redução no nó 1066 em torno de 36% em relação a estrutura sem controle, sendo que na análise não linear os resultados foram mais satisfatórios chegando a atingir uma redução de 42,8%.

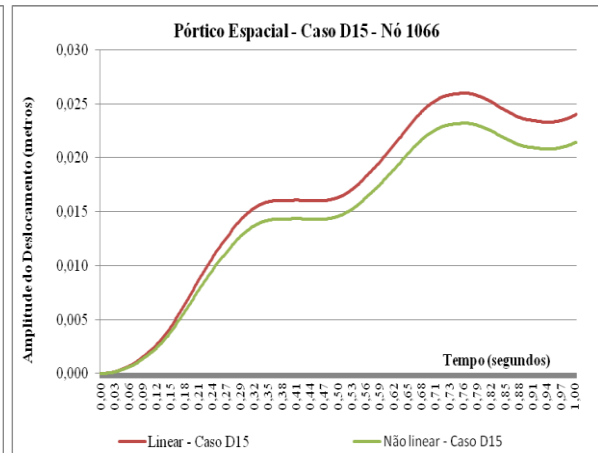
Tabela 5.26 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso D15

Amplitude do Deslocamento (centímetros)					
Estrutura Tridimensional	Sem controle	Caso D15 - Análise linear		Caso D15 - Análise não linear	
Nó	Deslocamento	Deslocamento	Redução	Deslocamento	Redução
1066	4,09	2,62	35,9%	2,34	42,8%
1096	4,38	2,90	33,8%	2,70	38,3%
1439	4,64	3,15	32,1%	2,90	37,4%
1146	4,93	3,44	30,1%	3,10	37,1%
1166	5,12	3,64	29%	3,31	35,4%
1196	5,35	3,88	27,5%	3,49	34,7%

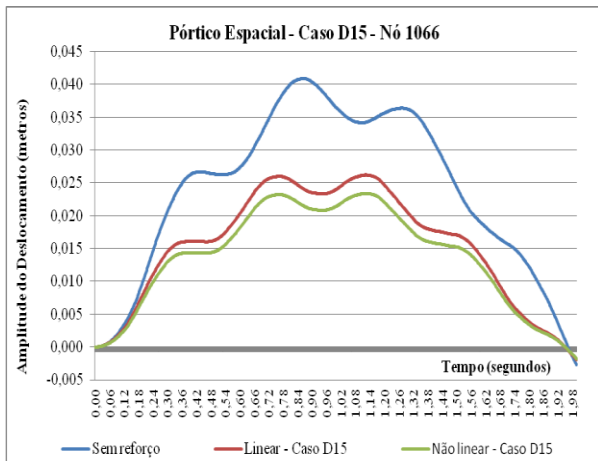
Ao empregar os dados gerados na análise do deslocamento, podem-se extrair os gráficos da figura 5.40 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1066 estudando o Caso D15, para análise linear e não linear. Na figura 5.40 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



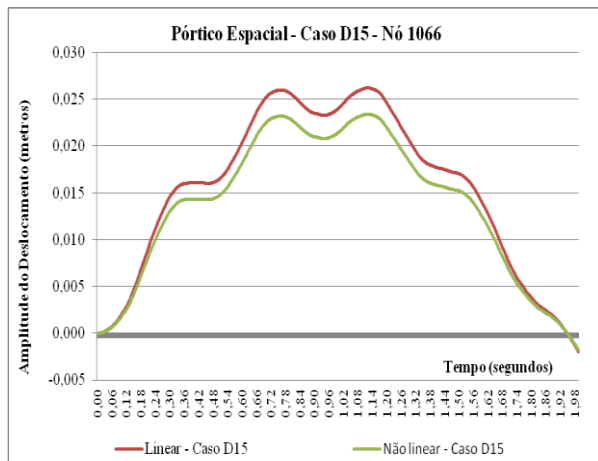
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

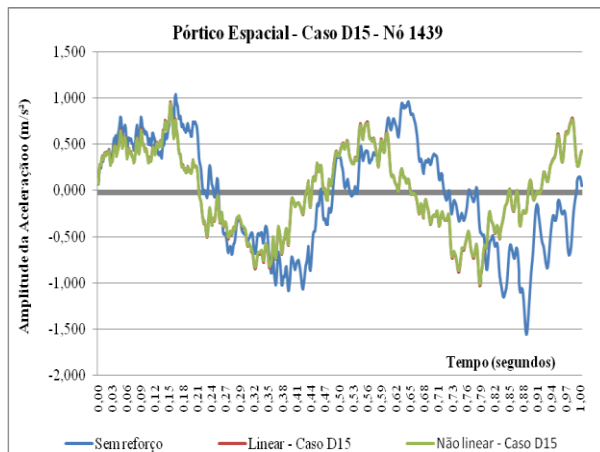
Figura 5.40 – Amplitude do deslocamento do pórtico espacial – caso D15

Ao observar as amplitudes da aceleração do pórtico tridimensional sem controle e com controle, tabela 5.27, pode-se verificar que a introdução do reforço teve ótimo resultado em todos os nós, podendo destacar o nó 1439 do caso D15 que reduziu a aceleração em aproximadamente 33,6% e 34,8% nas análises linear e não linear, respectivamente.

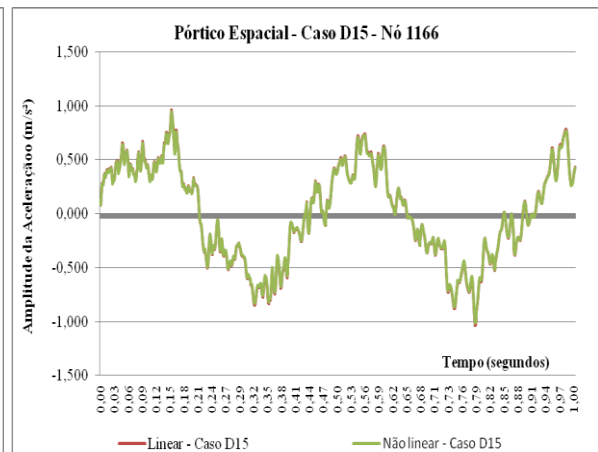
Tabela 5.27 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso D15

Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )					
Estrutura Tridimensional	Sem controle	Caso D15 - Análise linear		Caso D15 - Análise não linear	
Nó	Aceleração	Aceleração	Redução	Aceleração	Redução
1066	1,338	0,997	25,5%	0,972	27,4%
1096	1,331	1,055	20,7%	1,027	22,8%
1439	1,559	1,036	33,6%	1,017	34,8%
1146	1,665	1,165	30%	1,139	31,6%
1166	1,567	1,278	18,5%	1,239	20,9%
1196	1,925	1,715	11%	1,659	13,8%

Observando os dados da análise da aceleração, podem-se obter os gráficos da figura 5.41 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1439 estudando o Caso D15, para análise linear e não linear. Na figura 5.41 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.

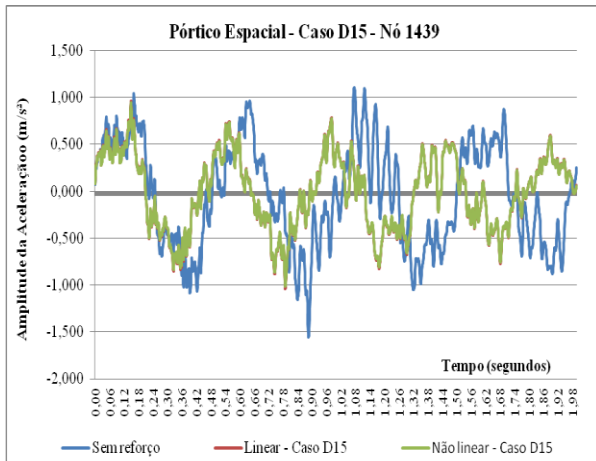


(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)

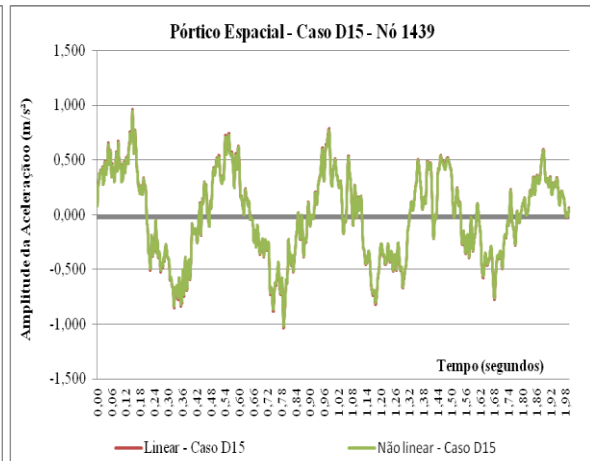


(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)





(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

Figura 5.41 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso D15

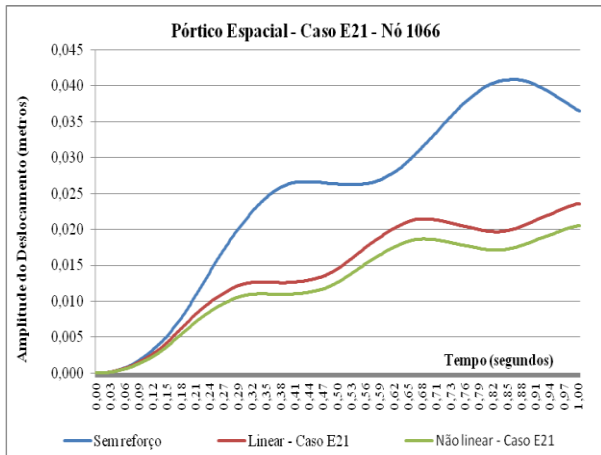
### 5.3.6 – Análise dos pórticos espaciais – Caso E21

Para o caso E21 na análise de vibração forçada, a tabela 5.28 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados nessa configuração. Pode-se observar que se obteve excelente redução em todos nos nós em estudo, podendo destacar o nó 1066 que apresentou valores em torno de 42% em relação a estrutura sem controle, sendo que na análise não linear os resultados foram mais satisfatórios chegando a atingir uma redução de 49,5%.

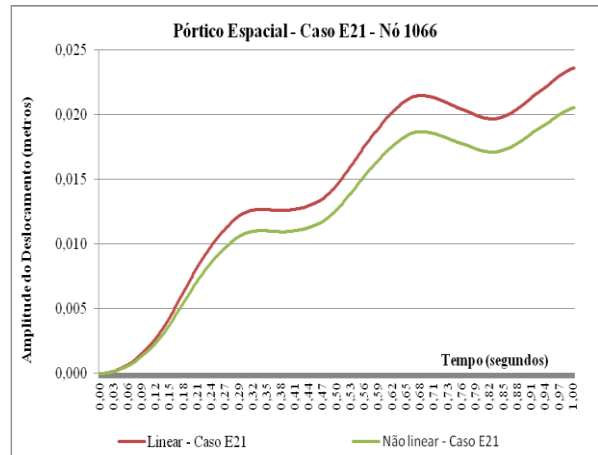
Tabela 5.28 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso E21

<b>Amplitude do Deslocamento (centímetros)</b>					
<b>Estrutura Tridimensional</b>	<b>Sem controle</b>	<b>Caso E21 - Análise linear</b>		<b>Caso E21 – Análise não linear</b>	
<b>Nó</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Redução</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Redução</b>
1066	4,09	2,37	41,9%	2,06	49,5%
1096	4,38	2,56	41,6%	2,22	49,3%
1439	4,64	2,75	40,7%	2,42	47,8%
1146	4,93	3,05	38,2%	2,67	45,7%
1166	5,12	3,25	36,5%	2,92	42,9%
1196	5,35	3,51	34,3%	3,16	40,9%

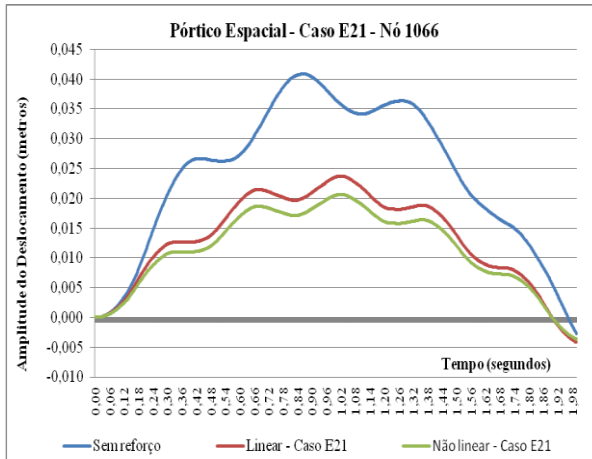
Com a análise do deslocamento, podem-se produzir os gráficos da figura 5.42 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1066 estudando o Caso E21, para análise linear e não linear. Na figura 5.42 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



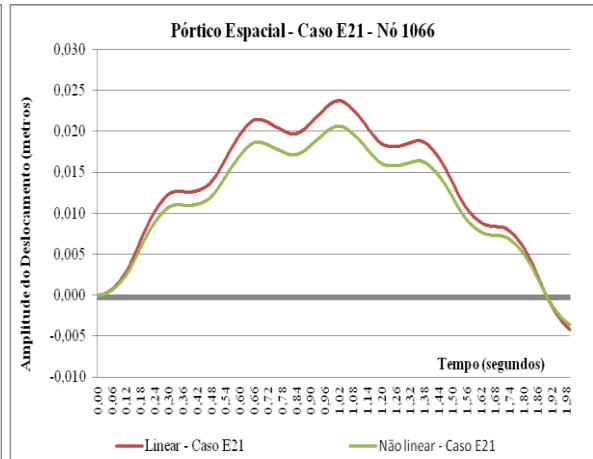
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

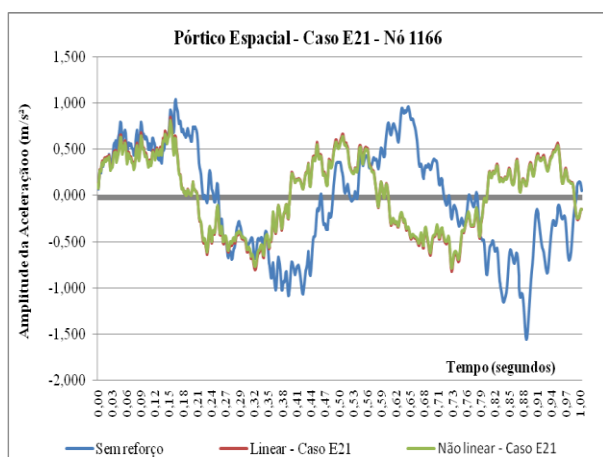
Figura 5.42 – Amplitude do deslocamento do pórtico espacial – caso E21

Ao observar as amplitudes da aceleração do pórtico tridimensional sem controle e com controle, tabela 5.29, pode-se verificar que a introdução do reforço teve ótimo resultado nos nós, destacando o nó 1439 do caso E21 e reduziu a aceleração em aproximadamente 45,7% e 47,9% nas análises linear e não linear, respectivamente.

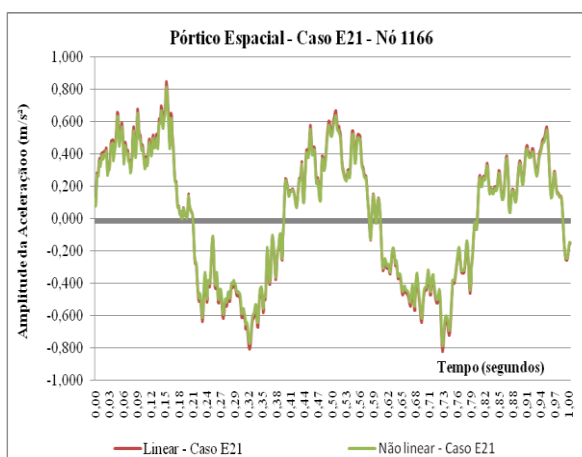
Tabela 5.29 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso E21

Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )					
Estrutura Tridimensional	Sem controle	Caso E21 - Análise linear		Caso E21 – Análise não linear	
Nó	Aceleração	Aceleração	Redução	Aceleração	Redução
1066	1,338	1,310	2,1%	1,268	5,2%
1096	1,331	0,970	27,1%	0,927	30,4%
1439	1,559	0,847	45,7%	0,812	47,9%
1146	1,665	1,163	30,1%	1,112	33,2%
1166	1,567	1,306	16,7%	1,249	20,3%
1196	1,925	1,788	7,1%	1,745	9,4%

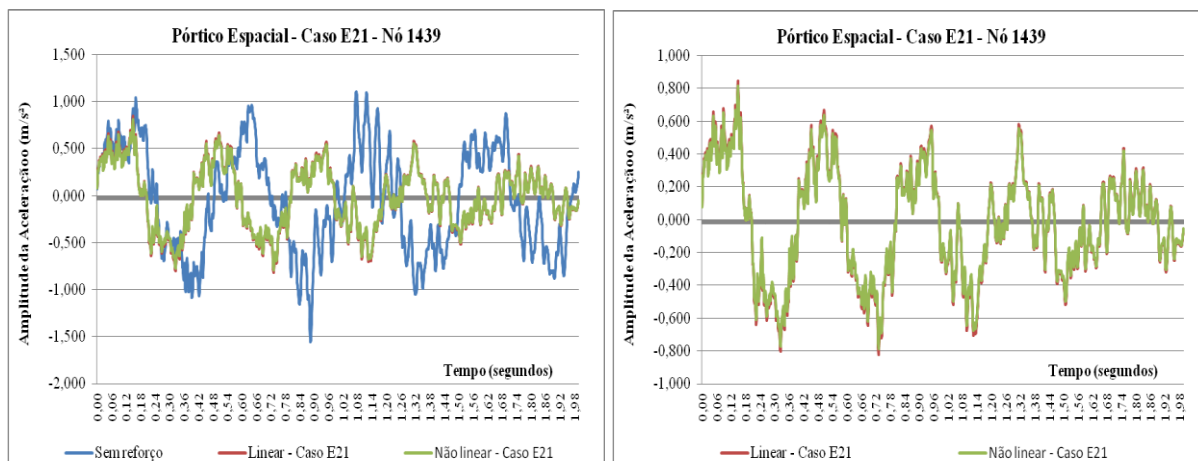
Dos dados extraídos da análise da aceleração, podem-se gerar os gráficos da figura 5.43 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1439 estudando o Caso E21, para análise linear e não linear, e o gráfico da figura 5.43 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, que apresentam apenas uma comparação das análises linear e não linear.



(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)

(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

Figura 5.43 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso E21

Comparando os casos D15 com três colunas de contraventamentos dispostos de cinco reforços em cada coluna, colocados na parte superior da estrutura e o caso E21, também com três colunas de contraventamentos armados com sete reforços em cada coluna, pode observar que apesar do caso E21 apresentar 6 barras de contraventamento a mais dispostas na parte inferior da estrutura do caso D15 os resultados são muito semelhantes tanto na amplitude do deslocamento quanto na amplitude da aceleração, sendo que nesta última análise os nós 1066, 1166 e 1196 do caso D15 tiveram valores superiores na redução em relação ao caso E21, o que confirma nessas estruturas tridimensionais exibidas que a melhor localização das barras de contraventamento pode reduzir o número de reforços e conseqüentemente o peso da estrutura e os valores financeiros do empreendimento.

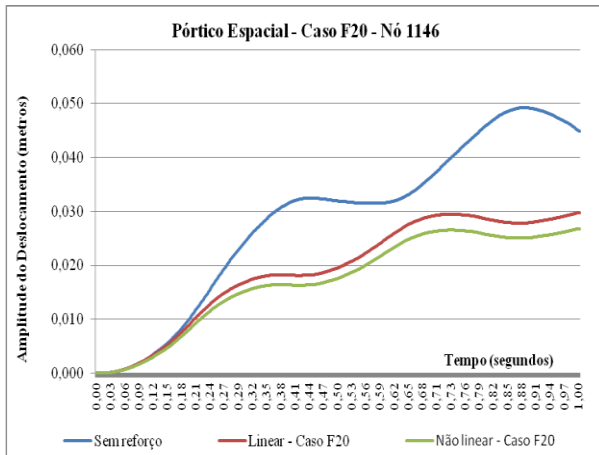
### 5.3.7 – Análise dos pórticos espaciais – Caso F20

Para o caso F20 na análise de vibração forçada, a tabela 5.30 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados nessa configuração. Pode-se observar que se obteve excelente redução em todos nos nós em estudo, podendo destacar o nó 1146 que apresentou valores em torno de 37,8% em relação a estrutura sem controle, sendo que na análise não linear os resultados foram mais satisfatórios chegando a atingir uma redução de 44%.

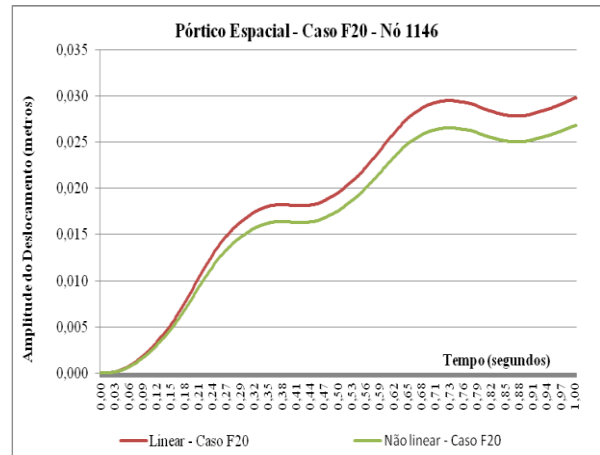
Tabela 5.30 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso F20

<b>Amplitude do Deslocamento (centímetros)</b>					
<b>Estrutura Tridimensional</b>	<b>Sem controle</b>	<b>Caso - F20 Análise linear</b>		<b>Caso F20 - Análise não linear</b>	
<b>Nó</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Redução</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Redução</b>
1066	4,09	2,65	35,1%	2,32	43,1%
1096	4,38	2,77	36,7%	2,41	45%
1439	4,64	2,90	37,4%	2,61	43,7%
1146	4,93	3,06	37,8%	2,76	44%
1166	5,12	3,19	37,6%	2,87	43,9%
1196	5,35	3,40	36,5%	3,05	42,9%

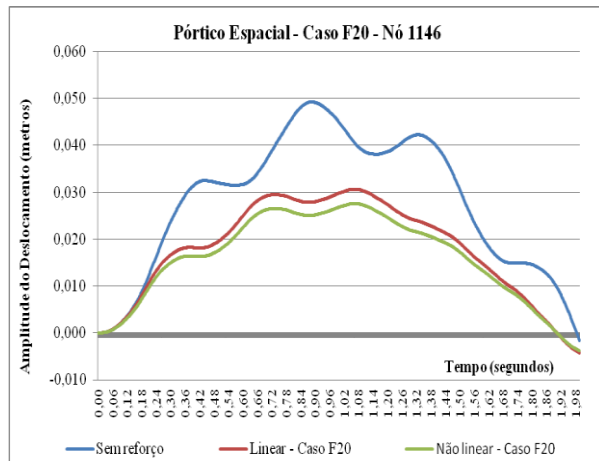
Dos dados gerados da análise do deslocamento, podem-se extrair os gráficos da figura 5.44 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1146 estudando o Caso F20, para análise linear e não linear. Na figura 5.44 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



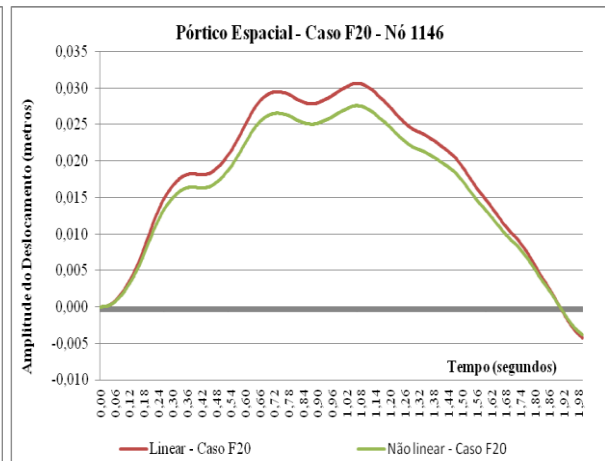
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

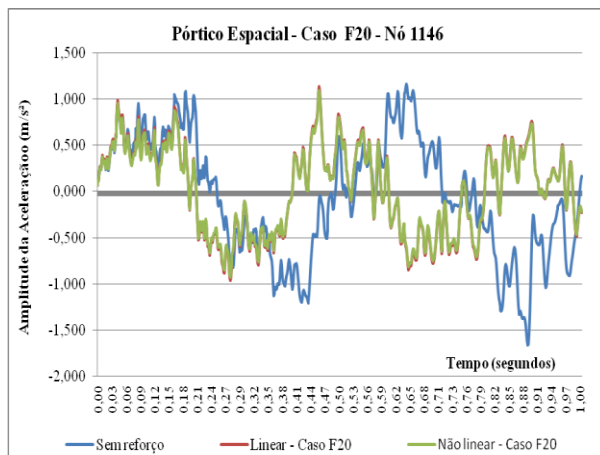
Figura 5.44 – Amplitude do deslocamento do pórtico espacial – caso F20

Ao observar as amplitudes da aceleração do pórtico tridimensional sem controle e com controle, tabela 5.31, pode-se verificar que a introdução do reforço teve excelentes resultados nos nós 1439, 1146, 1166 e 1196 do caso F20, podendo destacar o nó 1146 e reduziu a aceleração em aproximadamente 31,5% e 34,3% nas análises linear e não linear, respectivamente. Os nós 1066 e 1096 tiveram reduções insignificantes.

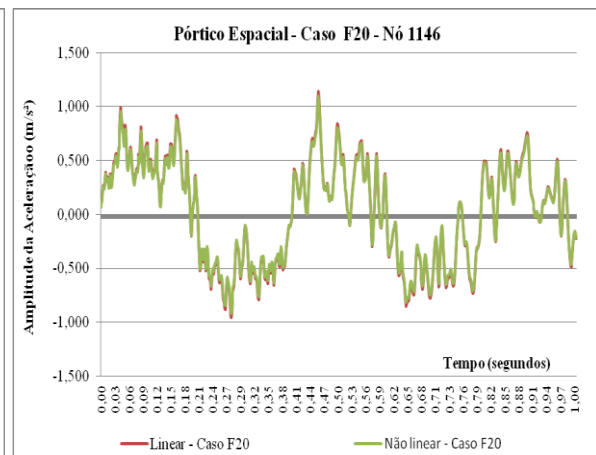
Tabela 5.31 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso F20

Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )					
Estrutura Tridimensional	Sem controle	Caso - F20 Análise linear		Caso F20 - Análise não linear	
Nó	Aceleração	Aceleração	Redução	Aceleração	Redução
1066	1,338	1,337	0,05%	1,322	1,2%
1096	1,331	1,330	0,1%	1,305	1,9%
1439	1,559	1,115	28,5%	1,081	30,7%
1146	1,665	1,140	31,5%	1,095	34,3%
1166	1,567	1,119	28,6%	1,076	31,3%
1196	1,925	1,560	19%	1,513	21,4%

Observando os dados da análise da aceleração, podem-se obter os gráficos da figura 5.45 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1146 estudando o Caso F20, para análise linear e não linear. Na figura 5.45 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.

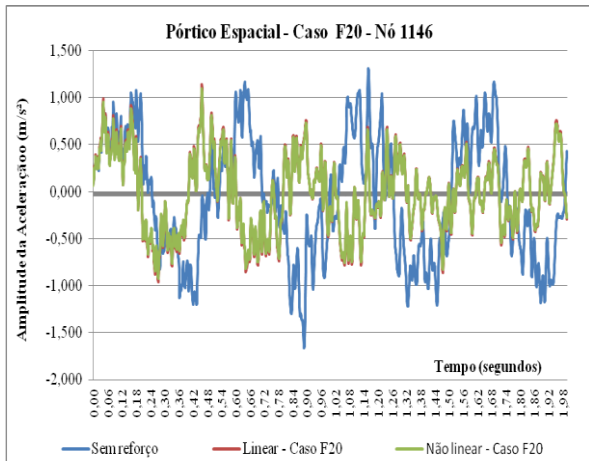


(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)

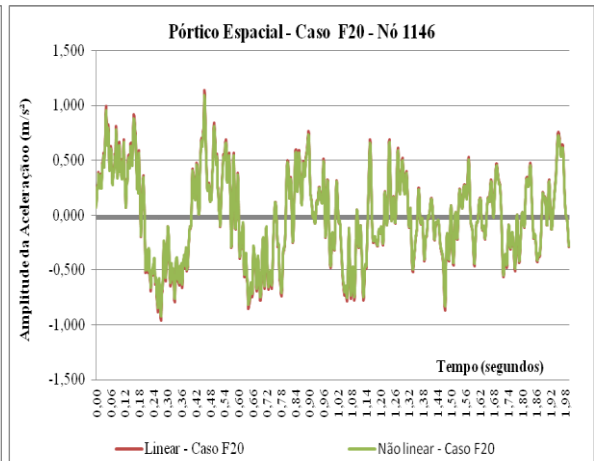


(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)





(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

Figura 5.45 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso F20

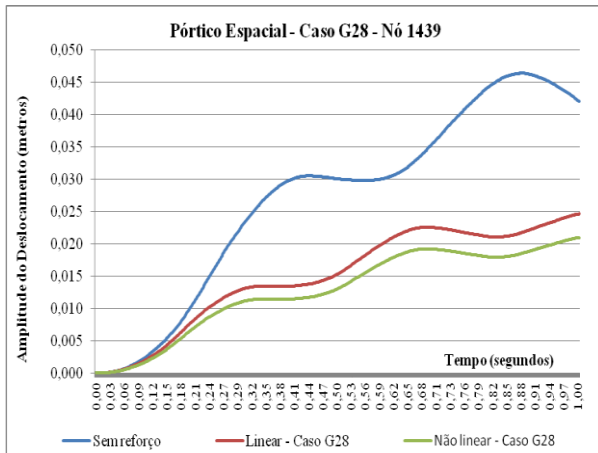
### 5.3.8 – Análise dos pórticos espaciais – Caso G28

Para o caso G28 na análise de vibração forçada, a tabela 5.32 apresenta os valores dos deslocamentos máximos encontrados nessa configuração. Pode-se observar que se obteve excelente redução em todos nos nós em estudo, podendo destacar o nó 1439 que apresentou valores em torno de 46% em relação a estrutura sem controle, sendo que na análise não linear os resultados foram mais satisfatórios chegando a atingir uma redução de 54,7%.

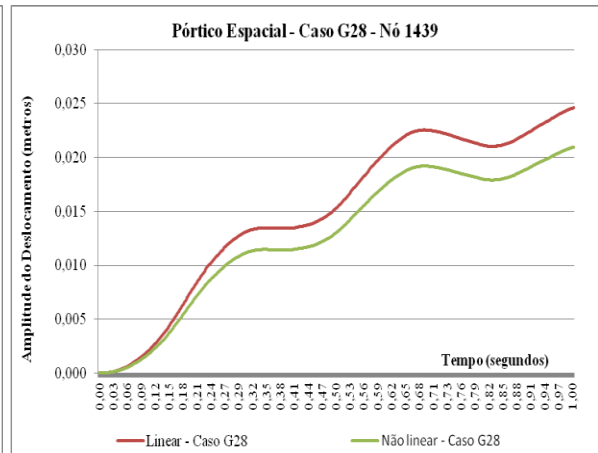
Tabela 5.32 – Amplitude máxima do deslocamento do pórtico tridimensional – Caso G28

<b>Amplitude do Deslocamento (centímetros)</b>					
<b>Estrutura Tridimensional</b>	<b>Sem controle</b>	<b>Caso - G28 Análise linear</b>		<b>Caso G28 - Análise não linear</b>	
<b>Nó</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Redução</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Redução</b>
1066	4,09	2,22	45,7%	1,98	51,7%
1096	4,38	2,35	46,4%	2,06	52,9%
1439	4,64	2,47	46,7%	2,10	54,7%
1146	4,93	2,63	46,6%	2,31	53,1%
1166	5,12	2,76	46,1%	2,45	52,1%
1196	5,35	2,98	44,3%	2,66	50,3%

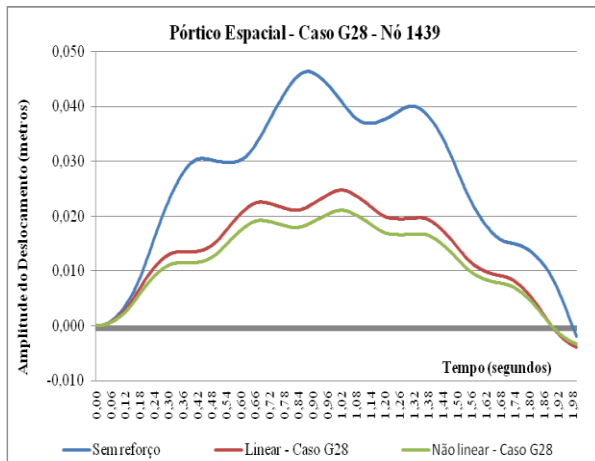
Ao utilizar os dados gerados da análise do deslocamento, podem-se extrair os gráficos da figura 5.46 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes do deslocamento, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1439 estudando o Caso G28, para análise linear e não linear. Na figura 5.46 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



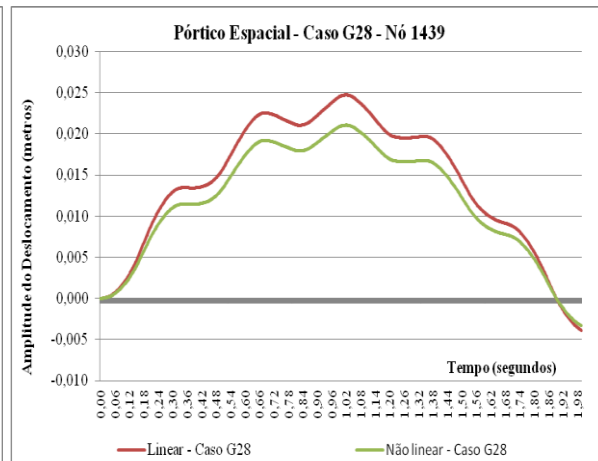
(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)



(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

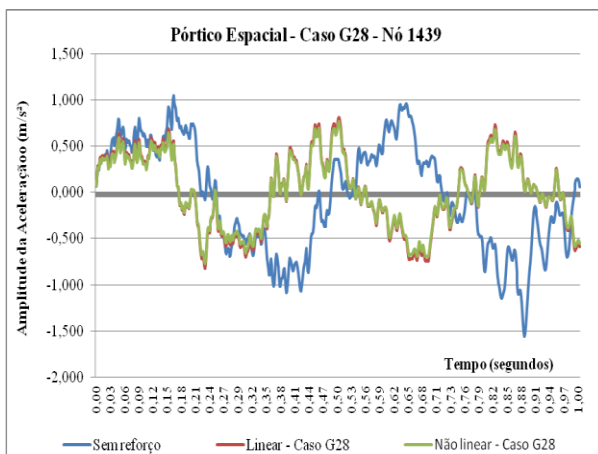
Figura 5.46 – Amplitude do deslocamento do Pórtico espacial – caso G28

Ao observar as amplitudes da aceleração do pórtico tridimensional sem controle e com controle, tabela 5.33, pode-se verificar que a introdução do reforço teve excelentes resultados em todos os nós do caso G28, podendo destacar o nó 1439 que reduziu a aceleração em aproximadamente 47% e 50,4% nas análises linear e não linear, respectivamente. Somente o nó 1066 teve redução insignificante.

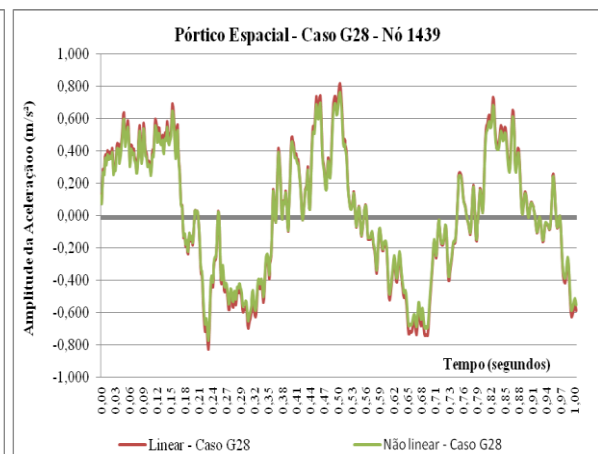
Tabela 5.33 – Amplitude máxima da aceleração do pórtico tridimensional – Caso G28

Amplitude da Aceleração (m/s <sup>2</sup> )					
Estrutura Tridimensional	Sem controle	Caso - G28 Análise linear		Caso G28 - Análise não linear	
Nó	Aceleração	Aceleração	Redução	Aceleração	Redução
1066	1,338	1,330	0,6%	1,289	3,7%
1096	1,331	1,196	10,2%	1,150	13,6%
1439	1,559	0,826	47%	0,774	50,4%
1146	1,665	0,957	42,5%	0,913	45,2%
1166	1,567	0,881	43,8%	0,847	45,9%
1196	1,925	1,249	35,1%	1,186	38,4%

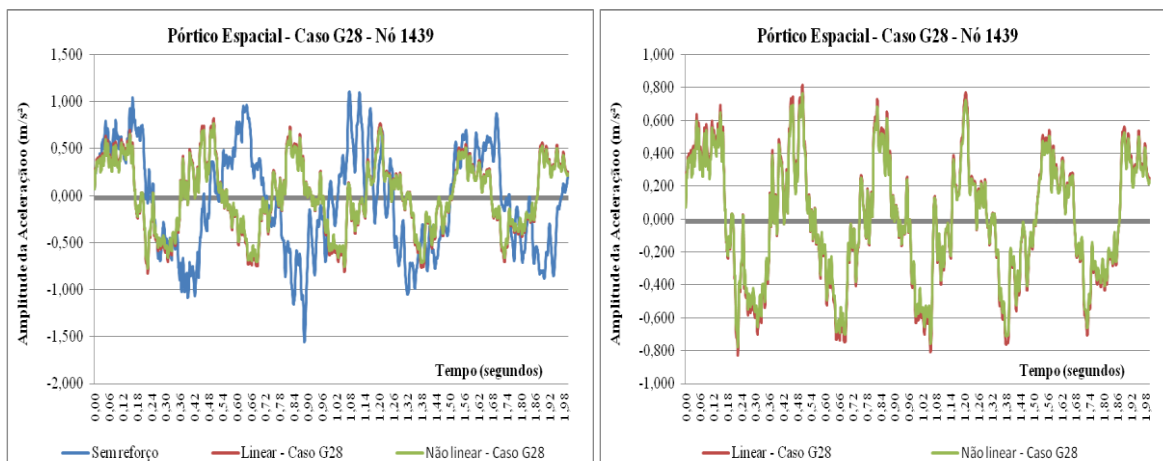
Utilizando os dados gerados da análise da aceleração, podem-se extrair os gráficos da figura 5.47 (a) e (c) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, onde se mostram as amplitudes da aceleração, comparando assim, as estruturas sem reforço e com reforço no nó 1439 estudando o Caso G28, para análise linear e não linear. Na figura 5.47 (b) e (d) com tempos de um segundo e dois segundos, respectivamente, apresentam-se apenas uma comparação das análises linear e não linear.



(a) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 1seg)



(b) Estruturas com reforço (t = 1seg)



(c) Estruturas sem reforço e com reforço (t = 2seg)

(d) Estruturas com reforço (t = 2seg)

Figura 5.47 – Amplitude da aceleração do pórtico espacial – caso G28

Comparando os casos F20 com duas colunas duplas de contraventamentos dispostos de 10 reforços em cada coluna dobrada, colocados na parte inferior da estrutura e o caso G28, também com duas colunas duplas de contraventamentos armados com 14 reforços em cada coluna dobrada, pode observar que apesar do caso G28 apresentar 8 barras de contraventamento a mais dispostas na parte superior da estrutura do caso F20 os resultados são muito semelhantes nas duas análises, o que confirma nessas estruturas tridimensionais estudadas que a melhor localização das barras de contraventamento pode reduzir o número de reforços e por conseguinte o peso da estrutura e os valores financeiros do empreendimento.

## **6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES**

### **6.1 – CONCLUSÕES**

A seguir apresentam-se comentários, observações e conclusões sobre a pesquisa realizada a partir dos resultados numéricos obtidos. Avaliou-se a eficiência dos amortecedores metálicos tipo barras de contraventamento, verificando a sua influência da quantidade e a localização trabalhando assim como dispositivo de controle passivo.

Os resultados das estruturas dimensionais e/ou tridimensionais confirmam que a definição do número de amortecedores e seu posicionamento é uma importante etapa de projeto de forma a melhorar o desempenho do sistema de controle e nem sempre é necessário colocar amortecedores em todos os andares.

Em ambos os estudos paramétricos a consideração da não linearidade levou a reduções maiores em todos os casos analisados, houve maior eficiência devido à dissipação de energia através da plastificação de sua seção transversal.

A melhor localização das barras de contraventamento pode reduzir o número de reforços e consequentemente o peso da estrutura e os valores financeiros do empreendimento.

Pode-se observar que foi importante o uso de amortecedores na redução de custos no sistema de controle. E que a eficiência é sensível ao posicionamento e número de amortecedores em todas as estruturas estudadas.

A disposição de amortecedores por colunas teve melhores resultados em relação à instalação de amortecedores somente nos pavimentos.

Houve maior eficiência do amortecedor metálico tipo barras de contraventamento nas amplitudes do deslocamento em relação nas amplitudes das acelerações.

## **6.2 – SUGESTÕES**

Utilizar estudos com algoritmos de otimização na elaboração de diretivas de projeto para sistemas de controle com amortecedores metálicos.

Estudar a influência do tipo de carregamento sobre a estrutura, ou seja, mudar a ação do vento por terremoto.

Mudar a posição das cargas na estrutura bidimensional.

Considerar excitação aleatória.

Fazer um estudo com outro tipo de amortecedor, por exemplo, de fricção.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIRRE, M.; SANCHEZ, A.R. “*Structural Seismic Damper*”. Journal Structural Engineering, ASCE, 118, 5, 1158-1171, 1992.

AIKEN, L.A.; KELLY, J.M. “*Earthquake simulator testing and analytical studies of two energy-absorbing systems for multistory building*”. Report N° UCBIERC-90/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA, 1990.

AVILA, S.M. “*Controle híbrido para atenuação de vibrações em edifícios*”. Tese em Engenharia – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

BERGMAN, D.M.; GOEL, S.C. “*Evaluation of Cyclic Testing of Steel-Plate Device for Added Damping and Stiffness*”. Report N°. UMCE 87-10, The University of Michigan, Ann Arbor, MI, 1987.

BHATTI, M.A. “*Optimal Design of Localized Nonlinear System with Dual Performance Criteria under Earthquake Excitations*”. Report N°. UBC/EERC 79-15, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA, 1979.

BHATTI, M.A.; PISTER, K.S.; POLEK, E. “*Optimal Design of an Earthquake Isolation System*”. Report N°. UBC/EERC-78/22. University of California, Berkeley CA, 1978.

BHATTI, M.A.; PISTER, K.S. “*A dual Criteria for Optimal Design of Earthquake-Resistant Structural Systems*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 9, 557-572, 1981.

CANO, N.A.O. “*Resposta Sísmica de Edifícios com Sistemas de Isolamento de Base*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2008.

CARNEIRO, R.B. “*Controle de Vibrações em Edifícios Altos Utilizando Amortecedor de Massa Sintonizado Múltiplo (AMSM)*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2004.

CARNEIRO, R.B. “*Controle Semi-ativo de Vibrações em Estruturas Utilizando Amortecedor Magnetorreológico*”. Tese em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2009.



CIAMPI, V.; DE ANGELIS, M.; PAOLACCI, F. “*Design of Yielding or Friction-Based Dissipative Bracings for Seismic Protection of Buildings*”. Engineering Structures, 17, 381-391, 1991.

CONSTANTINOU, M.C.; TADJBAKHSI, I.G. “*Response of a Sliding Structure to Filtered Random Excitations*”. Journal of Structures Mechanics, 12, 401-418, 1984.

CURADELLI, R.O. “*Controle de Vibrações em Estruturas usando Amortecedores Metálicos*”. Tese em Engenharia Mecânica, PROMEC-UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, RS, 2003.

CHAKRABARTY, J. “*Theory of Plasticity*”. Third edition, Professor of Mechanical Engineering, Texas A & M University System, USA, 1987.

DEULKAR, W.N.; MODHERA, C.D.; PATIL, H.S. “*Buckling Restrained Braces for Vibration Control of Building Structure*”. IJRRAS 4, 363-372, 2010.

CONSTANTINOU, M.C.; TADJBAKHSI, I.G. “*Response of a Sliding Structure to Filtered Random Excitations*”. Journal of Structures Mechanics, 12, 401-418, 1984.

DIETER, G.E. “*Mechanical Metallurgy*”. Second Edition, McGraw-Hill, Tokyo, 1976.

GOMES, D.H.M. “*Controle da Resposta Dinâmica de uma Passarela de Pedestres da Cidade de Brasília com a Utilização de Amortecedores de Massa Sintonizada*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2006.

GÓMEZ, A.L.Z. “*Controle de Vibrações em Edifícios Submetidos à Ação de Cargas Dinâmicas Utilizando Amortecedor de Massa Sintonizado na Forma de Pêndulo*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2007.

JACQUOT, R.G. “*Optimal Damper Location for Randomly Forced Cantilever Beams*”. Journal of Sound and Vibration, 269, 623-632, 2004.

JARA, J.M.; GÓMEZ-SOBERÓN, C.; VARGAS, E.; GONZALEZ, R. “*Seismic Performance of Buildings with Energy Dissipating System*”. Proc. ATC 17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, San Francisco, CA, 663-674, 1993.

KEEL, C.J.; MAHMOODI, P. “*Designing of Viscoelastic Dampers for Columbia Center Building*”. Building Motion in Wind, Eds. Isyumov, N. and Tschanz, ASCE, New York, NY, 66-82, 1986.

KELLY, J.M. “*Earthquake-Resistant Design with Rubber*”. Springer-Verlag, London and New York, 1993.

KELLY, J.M.; SKINNER, R.I.; HEINE, A.J. “*Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for use in Earthquake Resistant Structures*”. Bull N.Z.Soc. Earthquake Engineering, 5, 3, 63-88, 1972.

LIMA, D.V.F. “*Controle de Vibrações Induzidas em Laje de Academia de Ginástica*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2007.

MOVAFFAGHI, H.; FRIBERG, O. “*Optimal Placement of Dampers in Structures using Genetic Algorithm*”. Emerald Article, Engineering Computations, Vol. 23 Iss:6, 2006.

MOTAMEDI, M.; NATEGHI, F. “*Using Accordion Thin-Walled Tube as a Hysteretic Metallic Damper*”. Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada, 2004.

MOTAMEDI, M.; NATEGHI, F.; IZADI. “*Experimental Behavior of the Seismic Filled Accordion Metallic Dampers, FAMD*”. Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.

OLIVEIRA, F.S. “*Critérios de Projeto para Amortecedor Tipo Pêndulo para Controle de Vibrações em Edifícios Altos*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2012.

OSPINA, C.S. “*Otimização de Amortecedores de Massa Sintonizados, Múltiplos e Interligados para Controle em Edifícios Altos*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2008.

OZDEMIR, H. “*Nonlinear Transient Dynamic Analysis of Yielding Structures*”. PhD. Dissertation, University of California, Berkeley, CA, 1976.

PALL, A.S.; MARSH, C. “*Response of Friction Damped Braced Frames*”. Journal of Structural Division, ASCE, 108(ST6), 1313-1323, 1982.

PALL, A; VENZINA, S.; PROULX, P.; PALL, R. “*Fricction Dampers for Seismic Control of Canadian Space Agency Headquarters*”. Earthquake Spectra, Vol 19, Nº 3, pp 547-557, 1993.

PEREZ L.A.P. “*Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares*”, Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2009.

SANTOS, M.D.S. “*Análise Numérica do Controle de Vibrações em Lajes de Edifícios Utilizando Amortecedores de Massa Sintonizados*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2009.

ROBINSON, W.H. “*Lead-Rubber Hysteretic Bearing Suitable for Protection Structures During Earthquakes*”. Journal Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10, 593-604, 1982.

ROBINSON, W.H.; GREENBANK, L.R. “*An Extrusion Energy Absorber Suitable for the Protection of Structures During an Earthquake*”. International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 4, 251-259, 1976.

SADEK, F.; MOHRAZ, B.; RILEY, M.A. “*Linear procedures for structures with velocity-dependent dampers*”. Journal Structural Engineering, 126(8), 887-895, 1999.

SANTOS, M.D.S. “*Análise Numérica do Controle de Vibrações em Lajes de Edifícios Utilizando Amortecedores de Massa Sintonizados*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2009.

SILVA, D.A. “*Programa Computacional para Análise Dinâmica da Interação Veículo-Estrutura em Pontes Ferroviárias*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2012.

SKINNER, R.J.; KELLY, J.M.; HEINE, A.J. “*Hysteresis Dampers for Earthquake-Resistant Structures*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3, 287-296, 1975.

SKINNER, R.J., ROBINSON, W.H., McVERRY, G.H. “*An Introduction to Seismic*

*Isolation*". John Wiley & Sons, Chichester, U.K., and New York, 1993.

SKINNER, R.J.; TYLER, R.G.; HEINE, A., J.; ROBINSON, W.H. "*Hysteresis Dampers for Protection Structures from Earthquake*". Bull. N.Z.Soc. Earthquake Engineering, 13, 1, 22-36, 1980.

SOONG, T.T.; CONSTANTINOU, M.C. "*Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*". MCEER Monograph Series, N° 1, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y, 1994.

SOONG, T.T.; DARGUST, G.F. "*Behavior of Metallic Plate Damper in Seismic Passive Energy Dissipation System*". Earthquake Spectra, 11, 4, 545-568, 1997.

SOONG, T.T.; SPENCER, Jr.B.F. "*Supplemental Energy Dissipation: State of Art and State of the Practice*". Structural Engineering, 24(3), 243-259, 2002.

STIEMER, S.F.; GODDEN, W.G.; KELLY, J.M. "*Experimental Behavior of a Spatial Piping System with Steel Energy Absorbers Subjected to Simulated Differential Seismic Input*". Report N° UCB/EERC 81-09, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA, 1981.

SUMITOMO METAL INDUSTRIES, "*Friction Damper for Earthquake Response Control*" In-House. Report 1987-12, 1987.

SYMANS, M.D.; CONSTANTINOU, M.C. "*Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments*". Journal of Structural Engineering, 1999.

TAKENAKA CORPORATION. "*Vibration Resistant Strengthening Work While Continuing Operations*" to be undertaken at the Hiroshima Green Building Using the "*Vibration-Control Unbond Brace Method with Ultralow Yield Point Steel*", 1998.

TYLER, R.G. "*Further Notes on a Steel Energy Absorbing Element for Braced Frameworks*". Bull. N.Z. Nat. Soc. for Earthquake Engineering, Vol. 18(3), pp 270-279, 1985.

TSAI, K.C.; HONG, C.P. "*Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-*

Resistant Construction”. *Earthquake Spectra*, 9(3), 505-528, 1992.

TSAI, K.C.; LI, J.W.; HONG, C.P.; CHEN, H.W.; SU, Y.F. “*Welded Steel Triangular-Plate Device for Seismic Energy Dissipation*”, ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, San Francisco, CA, 687-698, 1993.

TSAI, C.S.; TSAI, K.C. “*TPEA Device as Seismic Damper for High-Rise Building*”. *Journal Engineering Mechanical*, ASCE, 121, 10, 1075-1081, 1997.

TOVAR, C.; LÓPEZ, O.A. “*Effect of the Position and Number of Dampers on the Seismic Response of Frame Structures*”. Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 2004.

VALENCIA, L.A.L. “*Controle de Vibrações em Distintas Configurações de Vigas Metálicas Utilizando Amortecedores de Massa Sintonizados*”. Dissertação em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2007.

VALENCIA, L.A.L. “*Estudo de Algoritmo de Controle Semi-ativo Aplicados a Amortecedores*”. Tese em Engenharia Civil, PECC-UnB, Universidade de Brasília, 2011.

XIA, C.; HANSON, R.D. “*Influence of ADAS Element Parameters on Building Seismic Response*”. *Journal Structural Engineering*, ASCE, 118, 7, 1903-1918, 1992.

WEBER, F.; FELTRIN, G.; HUTH, O. “*Guidelines for Structural Control*”. SAMCO Report F05, 2006.

WITTAKER, A.; BERTERO, V.; THOMPSON, C.L.; ALONSO, L.J. “*Seismic Testing of Steel Plate Energy Dissipation Devices*”. *Earthquake Spectra*, 7, 4, 563-604, 1991.

WU, B.; OU, J.P.; SOONG, T.T. “*Optimal Placement of Energy Dissipation Devices for Three-Dimensional Structures*”. *Engineering Structures*, 19, 113-125, 2005.

YOUSEFZADEH, A.; SEBT, M.H.; TEHRANIZADEH, M.A. “*The Optimal TADAS Damper Placement in Moment Resisting Steel Structures based on a Cost-benefit Analysis*”. *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 9, No.1, 2011.

YANG, G. “*Large-scale magneto rheological fluid damper for vibration mitigation: modeling, testing and control*”. Thesis of Doctor of Philosophy. University of Notre Dame, Indiana, 2001.

YANG, T.S.; POPOV, E.P. “*Experimental and Analytical Studies of Steel Connections and Energy Dissipators*”. Report N°. UCB/EERC 95-13, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA, 1995.