

**RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFICAÇÕES ADJACENTES
ACOPLADAS: CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERAÇÃO SOLO –
ESTRUTURA**

LUIS ALEJANDRO PÉREZ PEÑA

**TESE DE DOUTORADO
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

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

**RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFICAÇÕES ADJACENTES ACOPLADAS:
CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA**

LUIS ALEJANDRO PÉREZ PEÑA

**ORIENTADORA: GRACIELA NORA DOZ DE CARVALHO
COORIENTADORA: SUZANA MOREIRA ÁVILA**

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.TD – 001A/17

BRASÍLIA/DF: FEV/2017

**RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFICAÇÕES ADJACENTES ACOPLADAS:
CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA**

LUIS ALEJANDRO PÉREZ PEÑA

TESE DE DOUTORADO 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 DOUTOR EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL. APROVADA POR:

Prof^a. Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing. (UnB)
(Orientadora)

Prof. Jorge Daniel Riera, PhD. (UFRGS)
(Examinador Externo)

Prof. Flávio de Souza Barbosa, DSc. (UFJF)
(Examinador Externo)

Prof. Marcus Vinicius Girão de Moraes, Dr. Inv. (UnB/ENM)
(Examinador Externo ao Programa)

Prof. José Luis Vital de Brito, Dr. (UnB)
(Examinador Interno)

BRASÍLIA/DF, FEVEREIRO DE 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

PEÑA, LUIS ALEJANDRO PÉREZ PEÑA

Resposta dinâmica de edificações adjacentes acopladas: considerações sobre a interação solo – estrutura.

[Distrito Federal] 2017.

xxvii, 212p, 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estruturas e Construção Civil, 2017).

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estruturas resistentes a sismos

2. Controle de vibrações

3. Acoplamento estrutural

4. Interação solo – estrutura

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Doutor)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PEÑA, L. A. P. (2017). Resposta dinâmica de edificações adjacentes acopladas: considerações sobre a interação solo – estrutura. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-001A/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 212p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Luis Alejandro Pérez Peña.

TÍTULO: Resposta dinâmica de edificações adjacentes acopladas: considerações sobre a interação solo – estrutura.

GRAU: Doutor

ANO: 2017

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 dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Luis Alejandro Pérez Peña
SQN 216 Bloco C Apto 302 Asa Norte
CEP 70875-030 Brasília/DF, Brasil.
E-mail: alejandrop@unb.br

Dedico este trabalho a Deus, a minha amada e dedicada esposa Naty, meu querido filho Isaac, meus pais Carlos e Emilse, minhas irmãs Andry e Carla e minha sobrinha Gaby, sem vocês este sonho não seria possível. Amo muito vocês!

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus porque sem sua ajuda isso não teria sido possível e por ter me acompanhado nos momentos de alegria e tristeza me dando forças para continuar.

Menção especial merece a minha amada e linda esposa Naty e o meu filho Isaac. Obrigado pelo amor, respeito, apoio e paciência, nunca esqueçam que vocês são o mais importante da minha vida.

A toda minha família, especialmente a meu pai Carlos Julio e à minha mãe Emilse, porque eles me educaram e me formaram como ser humano. A minhas irmãs Andry e Carla pelo incentivo, amor e compreensão diante das dificuldades.

Ao PECC pela vaga concedida no programa de doutorado.

Agradeço a minhas orientadoras, professoras Graciela e Suzana pela ajuda, dedicação, paciência e conselhos que me ajudaram a melhorar como profissional e, especialmente, como pessoa.

Aos amigos da UnB e a toda a família brasileira pelo companheirismo e amizade durante este longo caminho.

Ao CNPq, pelo suporte financeiro.

Ao Grupo de Dinâmica de Sistemas (GDS) por facilitar o uso da licença do ARTeMIS Modal, além dos outros equipamentos necessários para utilizar esse software.

Finalmente, a todos que de alguma forma contribuíram para que o sonho do doutorado um dia pudesse se tornar uma realidade.

RESUMO

RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFICAÇÕES ADJACENTES ACOPLADAS: CONSIDERAÇÕES SOBRE A INTERAÇÃO SOLO – ESTRUTURA

Autor: Luis Alejandro Pérez Peña

Orientador: Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing.

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, fevereiro de 2017

Nos últimos anos tem sido implementada uma técnica de controle de vibrações chamada de acoplamento estrutural. Essa técnica consiste em ligar duas edificações vizinhas por meio de um dispositivo de acoplamento, com o objetivo de diminuir os efeitos dinâmicos em função das propriedades mecânicas de cada estrutura. Ao fazê-lo, em princípio, é possível controlar a resposta de ambas as estruturas simultaneamente, o que é precisamente a atratividade da técnica. Muitos pesquisadores examinaram a eficácia de vários dispositivos de controle sísmicos para a interconexão de dois edifícios adjacentes considerando que as estruturas estão apoiadas sobre uma base fixa. Porém, toda estrutura, em geral, interage com o solo circundante o qual modifica substancialmente a resposta dessa estrutura. Este processo é conhecido como a interação solo – estrutura (ISE) e os efeitos dessa interação na técnica de acoplamento estrutural são incipientes. Assim, este trabalho tem como objetivo estudar numericamente a influência da interação solo-estrutura no desempenho da técnica do acoplamento para o controle das respostas dinâmicas de duas edificações adjacentes, representadas por meio de pórticos planos, e avaliar a possibilidade de trabalhar com modelos que não considerem essa interação. Os resultados encontrados no presente trabalho evidenciam a importância da consideração dos efeitos de ISE na análise dinâmica de estruturas acopladas. Do mesmo modo, os resultados encontrados mostraram que as análises envolvendo a interação solo – estrutura são de alto grau de complexidade devido a ser a representação mais precisa do problema, razão pela qual a sua consideração ou não depende do grau de precisão que se desejem os resultados. Todas as análises foram realizadas com o programa MATLAB (MathWorks, R2009b).

Palavras-chave: análise sísmica; estruturas resistentes a sismos; controle de vibrações; controle passivo; acoplamento estrutural; interação solo – estrutura; otimização.

ABSTRACT

DYNAMIC RESPONSE OF COUPLED ADJACENT BUILDINGS: CONSIDERATIONS ON SOIL – STRUCTURE INTERACTION.

Author: Luis Alejandro Pérez Peña

Supervisor: Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing.

Graduate Program in Structures and Civil Construction

Brasília, February 2017

In recent years, a vibration control technique, called structural coupling, has been studied. This technique consists on linking two neighboring buildings, through a coupling device, with the purpose of reducing dynamic response. It is possible to control both structures response simultaneously, which is precisely the attractiveness of the technique. Several researchers explored the effectiveness of various seismic control devices, in connecting two adjacent buildings, considering they are supported on a fixed base. However, in general, all structures interacts with the surrounding soil, what substantially affects the dynamic response, it is called soil-structure interaction (SSI). Considering SSI on structural coupling is still incipient in literature. Thus, the aim of this research is to study the coupling technique for the control of vibrations of neighboring buildings considering the soil - structure interaction to understand the complete phenomenon and to evaluate the possibility of working with simplified numerical models that do not consider this interaction. The results found show that SSI effects cannot be neglected on dynamic analysis of coupled structures. Furthermore, the results showed that the analyzes involving soil - structure interaction are highly complex due to be the most accurate representation of the problem, reason why its consideration or not depends on the degree of precision that the results are desired. All analyzes were performed with the MATLAB program (MathWorks, R2009b).

Keywords: seismic analysis; seismic resistant structures; vibration control; passive control structural coupling; soil-structure interaction; optimization.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Generalidades	1
1.2	Justificativa.....	3
1.3	Objetivos	4
1.3.1	Geral	4
1.3.2	Específicos.....	4
1.4	Metodologia.....	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1	Sistemas de controle de vibração na engenharia civil.....	6
2.1.1	Controle passivo	6
2.1.1.1	Isoladores	7
2.1.1.2	Absorsores.....	9
2.1.1.3	Dissipadores	10
2.1.2	Controle ativo	12
2.1.3	Controle semiativo.....	14
2.1.3.1	Amortecedores de orifício variável	15
2.1.3.2	Amortecedores de fricção variável.....	16
2.1.3.3	Amortecedores sintonizados líquidos ajustáveis.....	16
2.1.3.4	Amortecedores fluídos controláveis.....	16
2.1.4	Controle híbrido.....	17
2.2	Estudos prévios sobre estruturas acopladas.....	18
2.3	Interação solo-estrutura	26
3	FORMULAÇÃO MATEMÁTICA.....	33
3.1	Modelos acoplados considerando base fixa	33
3.2	Interação dinâmica solo-estrutura.....	38
3.2.1	Método direto	40

3.2.2	Método da subestrutura	41
3.2.2.1	Sistema de um grau de liberdade.....	42
3.2.2.2	Sistema de múltiplos graus de liberdade	45
3.2.3	Método das molas e amortecedores equivalentes.....	51
3.2.3.1	Sistema de um grau de liberdade.....	51
3.2.3.2	Sistema de múltiplos graus de liberdade	55
3.3	Modelos acoplados considerando base flexível	57
4	ANÁLISE NUMÉRICA	61
4.1	Considerações iniciais	62
4.1.1	Descrição dos modelos numéricos	62
4.1.2	Cargas horizontais consideradas.....	63
4.1.3	Função objetivo utilizada no processo de otimização	65
4.1.4	Tipos de solo considerados na ISE	66
4.2	Primeira etapa – estruturas acopladas e apoiadas sobre base fixa.....	67
4.2.1	Controle passivo	67
4.2.1.1	Caso 1 – Estrutura 3 pavimentos – Estrutura 1 pavimentos.....	67
4.2.1.2	Caso 2 – Estrutura 5 pavimentos – Estrutura 5 pavimentos.....	79
4.2.1.3	Caso 3 – Estrutura 8 pavimentos – Estrutura 4 pavimentos.....	84
4.3	Segunda etapa – estruturas acopladas e apoiadas sobre base flexível.....	95
4.3.1	Caso 1 – estrutura 3 pavimentos – estrutura 1 pavimentos	97
4.3.1.1	Influência da interação solo – estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de El Centro.....	99
4.3.1.1.1	Edificações sem acoplamento	99
4.3.1.1.2	Edificações com acoplamento.....	103
4.3.1.2	Influência da interação solo – estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de Kobe	106
4.3.1.2.1	Edificações sem acoplamento	106

4.3.1.2.2	Edificações com acoplamento.....	109
4.3.1.3	Influência da interação solo – estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de Northridge.....	112
4.3.1.3.1	Edificações sem acoplamento	112
4.3.1.3.2	Edificações com acoplamento.....	116
4.3.1.4	Influência da interação solo – estrutura nos valores das propriedades mecânicas dos elementos de conexão	119
4.3.2	Caso 2 – estrutura 5 pavimentos – estrutura 5 pavimentos	121
4.3.3	Caso 3 – estrutura 8 pavimentos – estrutura 4 pavimentos	125
4.3.3.1	Influência da interação solo – estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de El Centro.....	128
4.3.3.1.1	Edificações sem acoplamento	128
4.3.3.1.2	Edificações com acoplamento.....	132
4.3.3.2	Influência da interação solo - estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de Kobe	136
4.3.3.2.1	Edificações sem acoplamento	136
4.3.3.2.2	Edificações com acoplamento.....	139
4.3.3.3	Influência da interação solo – estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de Northridge.....	142
4.3.3.3.1	Edificações sem acoplamento	142
4.3.3.3.2	Edificações com acoplamento.....	146
4.3.3.4	Influência da interação solo – estrutura nos valores das propriedades mecânicas dos elementos de conexão	150
5	ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	154
5.1	Modelos analisados	155
5.1.1	Características dos pórticos planos.....	155
5.1.2	Modelo numéricos das estruturas ensaiadas	157
5.1.2.1	Análise modal numérica.....	160

5.1.3	Mesa vibratória.....	162
5.1.4	Dispositivo de controle passivo – Amortecedor viscofluído.....	165
5.2	Identificação modal dos pórticos planos	167
5.2.1	Módulos de 1 pavimento	169
5.2.2	Estruturas de dois pavimentos – Combinação dos Módulos 5-4 e 3-1.....	170
5.2.3	Estruturas de três pavimentos – Combinação dos Módulos 5-4-2 e 3-1-6.....	174
5.3	Ensaio da mesa vibratória com o motor.....	178
5.4	Cálculo do coeficiente de amortecimento do elemento de conexão.....	182
5.5	Respostas dinâmicas dos pórticos planos experimentais	185
5.5.1	Caso 1	186
5.5.2	Caso 2	188
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	191
6.1	Conclusões gerais das análises numéricas.....	191
6.1.1	Primeira etapa – pórticos planos apoiados em base fixa	191
6.1.2	Segunda etapa – edificações apoiadas em base flexível.....	192
6.2	Conclusões gerais das análises experimentais.....	194
6.3	Sugestões para trabalhos futuros	196
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	197

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Perda de vidas e danos materiais causados por terremotos recentes.	1
Tabela 2.1 – Classificação dos diferentes sistemas de controle de vibrações em estruturas.	6
Tabela 3.2 – Formulas de impedância para simular a ISE – Gazetas (1991).	54
Tabela 4.1 – Abalos sísmicos utilizados para excitar as edificações adjacentes.	63
Tabela 4.2 – Propriedades mecânica de diversos solos.	66
Tabela 4.3 – Propriedades dinâmicas das edificações desacopladas do caso 1 – primeira etapa.	68
Tabela 4.4 – Respostas máximas absolutas das estruturas desacopladas do caso 1 – primeira etapa.	68
Tabela 4.5 – Parâmetros ótimos obtidos no PSO para o modelo acoplado do caso 1 – primeira etapa.	69
Tabela 4.6 – Propriedades dinâmicas do sistema acoplado do caso 1 – primeira etapa.	73
Tabela 4.7 – Comparativo das respostas máximas absolutas do sistema sem/com acoplamento do caso 1 – primeira etapa.	74
Tabela 4.8 – Comparativo das respostas máximas <i>rms</i> do sistema sem/com acoplamento do caso 1 – primeira etapa.	74
Tabela 4.9 – Comparativo dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos do sistema sem/com acoplamento do caso 1 – primeira etapa.	75
Tabela 4.10– Propriedades dinâmicas das edificações desacopladas do caso 3 – primeira etapa.	84
Tabela 4.11– Respostas máximas absolutas das estruturas desacopladas do caso 3 – primeira etapa.	85
Tabela 4.12 – Parâmetros ótimos obtidos no PSO para o modelo acoplado do caso 3 – primeira etapa.	86
Tabela 4.13 – Propriedades dinâmicas do sistema acoplado do caso 3 – primeira etapa.	89

Tabela 4.14 – Comparativo das respostas máximas absolutas do sistema sem/com acoplamento do caso 3 – primeira etapa.	90
Tabela 4.15 – Comparativo das respostas máximas <i>rms</i> do sistema sem/com acoplamento do caso 3 – primeira etapa.	90
Tabela 4.16 – Comparativo dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos do sistema sem/com acoplamento do caso 3 – primeira etapa.	91
Tabela 4.17 – Propriedades dinâmicas das edificações desacopladas do caso 1 – segunda etapa.	98
Tabela 4.18 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – sismo El Centro – segunda etapa.	102
Tabela 4.19 – Comparativo dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – El Centro – segunda etapa.	102
Tabela 4.20 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 1 quando submetido ao sismo de El Centro – segunda etapa.....	105
Tabela 4.21 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – sismo Kobe – segunda etapa.	108
Tabela 4.22 – Comparativo dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – sismo Kobe – segunda etapa.	108
Tabela 4.23 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 1 quando submetido ao sismo de Kobe – segunda etapa.....	111
Tabela 4.24 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – Sismo Northridge – segunda etapa.	115
Tabela 4.25 – Comparativo dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – sismo de Northridge – segunda etapa.	115

Tabela 4.26 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 1 quando submetido ao sismo de Northridge – segunda etapa.....	118
Tabela 4.27 – Parâmetros ótimos obtidos no PSO para o modelo acoplado do caso 1 – segunda etapa.....	120
Tabela 4.28 – Propriedades dinâmicas das edificações desacopladas do caso 2 – segunda etapa.	123
Tabela 4.29 – Propriedades dinâmicas das edificações desacopladas do caso 3 – segunda etapa.	127
Tabela 4.30 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – Sismo El Centro – segunda etapa.	131
Tabela 4.31 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – segunda etapa.	131
Tabela 4.32 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 3 quando submetido ao sismo de El Centro – segunda etapa.....	135
Tabela 4.33 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – Sismo Kobe – segunda etapa.....	138
Tabela 4.34 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – segunda etapa.	138
Tabela 4.35 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 3 quando submetido ao sismo de Kobe – segunda etapa.....	141
Tabela 4.36 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – Sismo Northridge – segunda etapa.	145
Tabela 4.37 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – segunda etapa.	145

Tabela 4.38 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 3 quando submetido ao sismo de Northridge – segunda etapa.....	149
Tabela 4.39 – Parâmetros ótimos obtidos no PSO para o modelo acoplado do caso 1 – segunda etapa.....	150
Tabela 5.1 – Propriedades geométricas de cada módulo – Pilares.....	156
Tabela 5.2 – Propriedades geométricas de cada módulo – Vigas.	156
Tabela 5.3 – Massas dos módulos.	156
Tabela 5.4 – Massas adicionais das peças utilizadas na união dos módulos.....	158
Tabela 5.5 – Frequências naturais de vibração numéricas de cada módulo.....	160
Tabela 5.6 – Frequências naturais de vibração numéricas para as combinações dos módulos.	161
Tabela 5.7 – Médias dos valores das frequências naturais de vibração experimentais e fatores de amortecimento dos seis módulos, assim como os índices FER e MAC.....	170
Tabela 5.8 – Médias dos valores das frequências naturais de vibração experimentais, numéricas e fatores de amortecimento para a combinação dos módulos 5 e 2.....	173
Tabela 5.9 – Médias dos valores das frequências naturais de vibração experimentais, numéricas e fatores de amortecimento para a combinação dos módulos 3 e 1.....	173
Tabela 5.10 – Médias dos valores das frequências naturais de vibração experimentais, numéricas e fatores de amortecimento para a combinação dos módulos 5-4-2.	177
Tabela 5.11 – Médias dos valores das frequências naturais de vibração experimentais, numéricas e fatores de amortecimento para a combinação dos módulos 3-1-6.	177
Tabela 5.12 – Parâmetros ótimos obtidos no PSO para os casos experimentais.....	184
Tabela 5.13 – Viscosidades dinâmicas para os diferentes valores de c^3	185
Tabela 5.14 – Propriedades mecânicas dos amortecedores viscofluídos utilizados.....	185
Tabela 5.15 – Meia das respostas <i>rms</i> experimentais em termos de aceleração – Caso 1.	187
Tabela 5.16 – Média das respostas <i>rms</i> experimentais em termos de aceleração – Caso 2. ...	189

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Tipos de apoios utilizados no isolamento de base (Oviedo e Duque, 2006).....	7
Figura 2.2 – Modelos estruturas equipadas com AMS e ALS (Oviedo e Duque, 2006).	9
Figura 2.3 – Dissipadores viscoelásticos (Kitamura <i>et al.</i> , 1991).....	11
Figura 2.4 – Esquema de um sistema de controle ativo (Soong, 1990).	13
Figura 2.5 – Edifício Kyobashi Seiwa em Tóquio, no Japão (Kobori <i>et al.</i> , 1991)	14
Figura 2.6 – Modelo do amortecedor de orifício variável (Spencer Jr e Nagarajaiah, 2003). .	15
Figura 2.7 – Modelo do amortecedor de fluidos controláveis (Spencer Jr e Nagarajaiah, 2003).	17
Figura 2.8 – Modelo estrutural de edifícios adjacentes conectados por meio de amortecedores (Graham, 1994; Luco e Baros, 1998; Xu <i>et al.</i> , 1999).	19
Figura 2.9 – Modelo de laboratório das estruturas acopladas (Christenson, 2001).....	20
Figura 2.10 – Modelo estrutural de edifícios adjacentes conectados por meio de um amortecedor viscoso (Patel e Jangid, 2013).	25
Figura 3.1 – Sistema acoplado de múltiplos graus de liberdade.	33
Figura 3.2 – Diagrama de corpo livre das edificações vizinhas.	34
Figura 3.3 – Interação cinemática – (a) movimento vertical modificado; (b) movimento horizontal modificado.....	38
Figura 3.4 – Interação inercial.....	39
Figura 3.5 – Modelagem do sistema solo-estrutura utilizando MEF e domínios limitados para um modelo plano (Clough e Penzien, 2003).	40
Figura 3.6 – Interação solo-estrutura utilizando o método da subestrutura (Wolf, 1988).....	42
Figura 3.7 – Método da subestrutura para um sistema de 1GL (Clough e Penzien, 2003).	43
Figura 3.8 – Método da subestrutura para sistema de MGL.	46
Figura 3.9 – Modelos de ISE – molas e amortecedores equivalentes – 1GL: (a) pórtico plano; (b) modelo discreto de massas concentradas; (c) modelo discreto da estrutura e do solo.	52

Figura 3.10 – Modelos de ISE – molas e amortecedores equivalentes – múltiplos graus de liberdade: (a) pórtico plano e (b) modelo discreto de massas concentradas	55
Figura 3.11 – Modelos numéricos de edificações adjacentes acopladas e apoiadas sobre base flexível: (a) pórtico plano e (b) modelo discreto das edificações e do solo.	58
Figura 4.1 – Casos numéricos de edificações adjacentes apoiadas sobre base fixa.	62
Figura 4.2 – Casos numéricos de edificações adjacentes apoiadas sobre base flexível.	62
Figura 4.3 – Registro de acelerações dos sismos El Centro, Kobe e Northridge.	64
Figura 4.4 – Espectros de frequência dos sismos El Centro, Kobe e Northridge.....	64
Figura 4.5 – Modelo discreto desacoplado do caso 1 – primeira etapa.....	67
Figura 4.6 – Configuração possível de acoplamento para o caso 1 – primeira etapa.....	69
Figura 4.7 – Estudo paramétrico caso 1 – variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 e para o sismo El Centro – primeira etapa.	71
Figura 4.8 – Estudo paramétrico caso 1 – variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 e para o sismo Kobe – primeira etapa.....	71
Figura 4.9 – Estudo paramétrico caso 1 – variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 e para o sismo Northridge – primeira etapa.....	72
Figura 4.10 – Períodos e frequências naturais para o modo fundamental do caso 1 – primeira etapa.....	73
Figura 4.11 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 1 para o sismo de El Centro – primeira etapa.	76
Figura 4.12 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 1 para o sismo de Kobe – primeira etapa.	76
Figura 4.13 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 1 para o sismo de Northridge – primeira etapa.....	77
Figura 4.14 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 1 e o sismo de El Centro – primeira etapa.	77
Figura 4.15 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 1 e o sismo de Kobe – primeira etapa.	78

Figura 4.16 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 1 e o sismo de Northridge – primeira etapa.	78
Figura 4.17 – Deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 1 para os três abalos sísmicos – primeira etapa.	79
Figura 4.18 – Modelo discreto desacoplado do caso 2 – primeira etapa.	80
Figura 4.19 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 2 para o sismo de El Centro – primeira etapa.	81
Figura 4.20 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 2 para o sismo de Kobe – primeira etapa.	81
Figura 4.21 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 2 para o sismo de Northridge – primeira etapa.	82
Figura 4.22 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 2 e o sismo de El Centro – primeira etapa.	82
Figura 4.23 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 2 e o sismo de Kobe – primeira etapa.	83
Figura 4.24 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 2 e o sismo de Northridge – primeira etapa.	83
Figura 4.25 – Deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 2 para os três abalos sísmicos – primeira etapa.	84
Figura 4.26 – Modelo discreto desacoplado do caso 3 – primeira etapa.	85
Figura 4.27 – Configurações possíveis de acoplamento para o caso 3 – primeira etapa.	87
Figura 4.28 – Variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 da configuração ótima do caso 3 e para o sismo de El Centro – primeira etapa.	87
Figura 4.29 – Variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 da configuração ótima do caso 3 e para o sismo de Kobe – primeira etapa.	88
Figura 4.30 – Variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 da configuração ótima do caso 3 e para o sismo de Northridge – primeira etapa.	88

Figura 4.31 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 3 para o sismo de El Centro – primeira etapa.	92
Figura 4.32 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 3 para o sismo de Kobe – primeira etapa.	92
Figura 4.33 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 3 para o sismo de Northridge – primeira etapa.	93
Figura 4.34 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 3 e o sismo de El Centro – primeira etapa.	93
Figura 4.35 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 3 e o sismo de Kobe – primeira etapa.	94
Figura 4.36 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 3 e o sismo de Northridge – primeira etapa.	94
Figura 4.37 – Deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 3 para os três abalos sísmicos – primeira etapa.	95
Figura 4.38 – Casos numéricos de edificações adjacentes apoiadas sobre base flexível.	96
Figura 4.39 – Modelo discreto desacoplado do caso 1 – segunda etapa.	97
Figura 4.40 – Variação do período T e da frequência fundamental f das edificações vizinhas não acopladas sustentadas em sapatas circulares de raios $r = 1$ m e $r = 2$ m e para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e S.M) – caso 1 – segunda etapa.	99
Figura 4.41 – Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo El Centro – segunda etapa.	100
Figura 4.42 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo El Centro – segunda etapa.	100
Figura 4.43 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo El Centro – segunda etapa.	101
Figura 4.44 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – El Centro – Caso 1 – segunda etapa.	101

Figura 4.45 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 1 – segunda etapa.....	103
Figura 4.46 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 1 – segunda etapa.....	104
Figura 4.47 – Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Kobe – segunda etapa.....	106
Figura 4.48 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Kobe – segunda etapa.....	107
Figura 4.49 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Kobe – segunda etapa.....	107
Figura 4.50 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – sismo de Kobe– Caso 1 – segunda etapa.....	108
Figura 4.51 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de Kobe – Caso 1 – segunda etapa.....	110
Figura 4.52 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de Kobe – Caso 1 – segunda etapa.....	110
Figura 4.53 – Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Northridge – segunda etapa.....	113
Figura 4.54 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Northridge – segunda etapa.....	113
Figura 4.55 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Northridge – segunda etapa.....	114
Figura 4.56– Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – sismo de Northridge– Caso 1 – segunda etapa.....	114

Figura 4.57 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de Northridge – Caso 1 – segunda etapa.....	116
Figura 4.58 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de Northridge – Caso 1 – segunda etapa.....	117
Figura 4.59 – Configuração possível de acoplamento para o caso 1 – segunda etapa.	119
Figura 4.60 – Variação do coeficiente de amortecimento ótimo do sistema acoplado para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e SM) – segunda etapa.....	120
Figura 4.61 – Caso 2 de edificações adjacentes apoiadas sobre base flexível.	122
Figura 4.62 – Modelo discreto desacoplado do caso 2 – segunda etapa.	122
Figura 4.63 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 2 – segunda etapa.....	124
Figura 4.64 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 2 – segunda etapa.....	125
Figura 4.65 – Caso 3 de edificações adjacentes apoiadas sobre base flexível.	125
Figura 4.66 – Modelo discreto desacoplado do caso 3 – segunda etapa.	126
Figura 4.67 – Variação do período T e da frequência fundamental f das edificações vizinhas não acopladas sustentadas em sapatas circulares de raios $r = 1$ m e $r = 2$ m e para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e S.M) – caso 3 – segunda etapa.	127
Figura 4.68– Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo El Centro – segunda etapa.....	129
Figura 4.69 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo El Centro – segunda etapa.....	129
Figura 4.70 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo El Centro – segunda etapa.....	130

Figura 4.71 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – El Centro – Caso 3 – segunda etapa.....	130
Figura 4.72 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 3 – segunda etapa.....	133
Figura 4.73 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 3 – segunda etapa.....	133
Figura 4.74 – Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Kobe – segunda etapa.....	136
Figura 4.75 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Kobe – segunda etapa.....	137
Figura 4.76 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Kobe – segunda etapa.....	137
Figura 4.77 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – sismo de Kobe– Caso 3 – segunda etapa.....	138
Figura 4.78 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de Kobe – Caso 3 – segunda etapa.....	140
Figura 4.79 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de Kobe – Caso 3 – segunda etapa.....	140
Figura 4.80 – Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Northridge – segunda etapa.....	143
Figura 4.81 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Northridge – segunda etapa.....	143
Figura 4.82 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Northridge – segunda etapa.....	144

Figura 4.83 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – sismo de Northridge– Caso 3 – segunda etapa.....	144
Figura 4.84 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de Northridge – Caso 3 – segunda etapa.....	147
Figura 4.85 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de Northridge – Caso 3 – segunda etapa.....	147
Figura 4.86 – Variação do número de dispositivos necessário para o sistema acoplado e para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e SM) – Caso 3 – segunda etapa.....	151
Figura 4.87 – Variação do coeficiente de amortecimento ótimo c^3 do sistema acoplado para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e SM) – Caso 3 – segunda etapa.....	151
Figura 4.88 – Variação do coeficiente de amortecimento ótimo k^3 do sistema acoplado para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e SM) – Caso 3 – segunda etapa.....	152
Figura 5.1 – Configuração módulo do pórtico plano.....	155
Figura 5.2 – Pórtico plano 3 pavimentos do tipo <i>shear building</i>	155
Figura 5.3 – Configurações dos modelos experimentais.....	157
Figura 5.4 – Modelos numéricos dos pórticos planos.	157
Figura 5.5 – Modos de vibração numéricos dos pórticos planos de dois pavimentos.....	161
Figura 5.6 – Modos de vibração numéricos dos pórticos planos de três pavimentos.....	162
Figura 5.7 – Desenho espacial da mesa vibratória.	163
Figura 5.8 –Vista superior da mesa vibratória. Dimensões em centímetros.	164
Figura 5.9 – Seção transversal da mesa vibratória – Corte A-A. Dimensões em centímetros.	164
Figura 5.10 – Seção transversal da mesa vibratória – Corte B-B. Dimensões em centímetros.	164
Figura 5.11 – Componentes eletrônicos da mesa vibratória.....	165
Figura 5.12 – Mesa vibratória construída.....	165

Figura 5.13 – Componentes de um amortecedor viscofluido.....	166
Figura 5.14 – Amortecedor viscofluido utilizado nas análises experimentais.	167
Figura 5.15 – Equipamentos utilizados para aquisição e processamento dos sinais derivados dos acelerômetros.....	168
Figura 5.16 – Pórticos ensaiados.	168
Figura 5.17 – Média dos espectros de frequência dos ensaios realizados nos pórticos planos.	170
Figura 5.18 – Média dos espectros de frequência – combinação dos módulos 5 e 4.....	171
Figura 5.19 – Média dos espectros de frequência – combinação dos módulos 3 e 1.....	171
Figura 5.20 – Comparação dos modos de vibração numéricos e experimentais para os pórticos planos experimentais de dois pavimentos.	172
Figura 5.21 – Gráficos combinação módulos 5 e 2: (a) Comparação frequências numéricas e experimentais; (b) Matriz de correlação MAC.....	172
Figura 5.22 – Gráficos combinação módulos 3 e 1: (a) Comparação frequências numéricas e experimentais; (b) Matriz de correlação MAC.....	173
Figura 5.23 – Média dos espectros de frequência – combinação módulos 5 – 4 – 2.	175
Figura 5.24 – Média dos espectros de frequência – combinação módulos 3 – 1 – 6.	175
Figura 5.25 – Comparação dos modos de vibração numéricos e experimentais para os pórticos planos experimentais de três pavimentos.	176
Figura 5.26 – Gráficos combinação módulos 5 – 4 – 2: (a) Comparação frequências numéricas e experimentais; (b) Matriz de correlação MAC.	176
Figura 5.27 – Gráficos combinação módulos 3 – 1 – 6: (a) Comparação frequências numéricas e experimentais; (b) Matriz de correlação MAC.	177
Figura 5.28 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais X e Y e frequência de rotação do Motor de 2,0 Hz.	179
Figura 5.29 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais X e Y e frequência de rotação do Motor de 2,5 Hz.	179
Figura 5.30 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais X e Y e frequência de rotação do Motor de 3,0 Hz.	180

Figura 5.31 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais <i>X</i> e <i>Y</i> e frequência de rotação do Motor de 3,5 Hz.	180
Figura 5.32 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais <i>X</i> e <i>Y</i> e frequência de rotação do Motor de 4,0 Hz.	181
Figura 5.33 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais <i>X</i> e <i>Y</i> e frequência de rotação do Motor de 4,0 Hz.	181
Figura 5.34 – Casos analisados numérica e experimentalmente.	182
Figura 5.35 – Modelos discretos dos casos experimentais.	183
Figura 5.36 – Registros de acelerações medidos na base dos pórticos planos adjacentes experimentais.	183
Figura 5.37 – Caso 1: (a) desacoplado; (b) acoplado.	186
Figura 5.38 – Comparação dos registros de acelerações do primeiro ensaio do Caso 1.	187
Figura 5.39 – Comparativo da média dos espectros de frequência dos ensaios realizados para o Caso 1.	187
Figura 5.40 – Caso 2: (a) desacoplado; (b) acoplado.	188
Figura 5.41 – Comparação dos registros de acelerações do primeiro ensaio do Caso 2.	189
Figura 5.42 – Comparativo da média dos espectros de frequência dos ensaios realizados para o Caso 2.	189

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
MATLAB	Matrix Laboratory;
PSO	Método de Otimização Enxame de Partículas (<i>Particle Swarm Optimization</i>);
ISE	Interação solo – estrutura;
PGA	Aceleração pico efetiva;
rms	Raiz quadrada média;
1GL	Um grau de liberdade
MGL	Múltiplos graus de liberdade
A	Matriz de estado do sistema;
C	Matriz de amortecimento da estrutura;
C_{ese}	Matriz de amortecimento do sistema estrutura – solo – estrutura;
C^3	Matriz que contém os valores do amortecimento do elemento de conexão;
C_y	Matriz de saída do sistema de estado;
c_h, c_θ	Valores de amortecimento dos amortecedores que simulam o solo;
Δ	Deslocamento relativo de pavimento i ;
E	Vetor de perturbação;
E_s	Módulo de elasticidade do solo;
ξ	Taxa ou razão de amortecimento;
G	Matriz de impedância do solo
G	Módulo de cisalhamento do solo;
g	valor da aceleração da gravidade;
$g(\omega)$	Inversa da função de resposta em frequência de um sistema de um grau de liberdade;
h	Altura dos pilares (pé direto);
I	Vetor unitário

I_e	Momento de massa da estrutura;
I_f	Momento de massa da fundação;
\mathbf{K}	Matriz de rigidez da estrutura;
\mathbf{K}_{ese}	Matriz de rigidez do sistema estrutura – solo – estrutura;
\mathbf{K}^3	Matriz que contém os valores de rigidez do elemento de conexão;
\mathbf{K}_g	Matriz de rigidez complexa no domínio da frequência do sistema solo-estrutura;
k_h, k_θ	Valores de rigidez das molas que simulam o solo;
\mathbf{M}	Matriz de massa da estrutura;
\mathbf{M}_{ese}	Matriz de massa do sistema estrutura – solo – estrutura;
Mb	Momento na base produto da ISE;
m_f	Massa da fundação;
ν	Coefficiente de Poisson do solo;
ω	frequência circular;
r	Raio da sapata
ρ	Massa específica do solo;
θ_f	Giro na fundação da estrutura;
Vb	Força de cisalhamento na base produto da ISE;
V_S	Velocidade de onda do solo
$\ddot{\mathbf{x}}_g$	Vetor com os valores das acelerações do abalo sísmico;
\mathbf{x}_{ee}	Vetor com os valores dos deslocamentos do sistema acoplado;
$\dot{\mathbf{x}}_{ee}$	Vetor com os valores das velocidades do sistema acoplado;
$\ddot{\mathbf{x}}_{ee}$	Vetor com os valores das acelerações do sistema acoplado;
x_f	Deslocamento horizontal na fundação da estrutura;
\mathbf{z}	Vetor de estado;

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Nos últimos anos, milhares de pessoas morreram e milhares de milhões de dólares em danos materiais foram registrados por causa de terremotos no mundo todo. Alguns dos terremotos mais significativos, em termos de perda de vidas e perdas materiais nos últimos 10 anos estão listados na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 – Perda de vidas e danos materiais causados por terremotos recentes.

Localidade	Data	Magnitude	Perdas Humanas	Dano Material
Sumatra (Indonésia)	23/12/2004	8,6	1.303	–
Pisco (Peru)	15/08/2007	8,0	514	–
Concepción (Chile)	27/02/2010	8,8	365	US\$30.000 Milhões
Honshu (Japão)	11/03/2011	9,0	1.409	US\$220.000 Milhões

Fonte: NESDIS – *National Geophysical Data Center, Significant Earthquake Database.*

Estes acontecimentos recentes nos fazem lembrar a vulnerabilidade da nossa sociedade aos riscos naturais. A proteção de estruturas civis, incluindo conteúdo material e os ocupantes humanos, é, sem dúvida, uma prioridade mundial. O desafio de engenheiros estruturais é desenvolver edificações mais seguras para melhor suportar esses riscos naturais. De tal modo, para a proteção dessas edificações e para evitar a perda de vidas humanas está sendo utilizada uma alternativa amplamente estudada chamada controle estrutural. O objetivo desta técnica consiste em reduzir a demanda de dissipação de energia nos membros estruturais sob a ação de forças dinâmicas, alterando as propriedades de rigidez e amortecimento da estrutura seja pela adição de dispositivos externos ou pela ação de forças externas. Na literatura é comum encontrar que o controle estrutural pode ser classificado em função de sua forma de trabalhar em quatro tipos: Controle passivo, controle ativo, controle híbrido e semiativo (Soong e Dargush, 1997; Avila 2002; Christenson, 2001).

As técnicas de controle passivo baseiam-se na utilização de dispositivos que não precisam de qualquer fonte de energia externa para exercerem a ação de controle, sendo as que mais têm sido implementadas na engenharia civil. A principal vantagem deste tipo de controle é que comparativamente com as outras três técnicas, é uma solução mais interessante em termos de confiabilidade, custo e manutenção. A principal desvantagem é que mostra ser relativamente

menos eficiente que os sistemas ativos ou semiativos, particularmente nas situações em que se exige alguma adaptabilidade de ação de controle em função da resposta estrutural. Já no caso dos sistemas ativos, seu funcionamento depende de grandes quantidades de energia para que diferentes dispositivos introduzam forças nas estruturas visando atingir um determinado objetivo ou força de controle. Alguns inconvenientes neste tipo de sistema são o custo de manutenção, a queda de energia que impossibilita o uso do mesmo e a dificuldade, em alguns casos, de se aplicar forças nas estruturas em uma determinada gama de frequências e amplitudes. Já as estratégias de controle híbrido e semiativo encontram-se no ponto médio entre as necessidades dos sistemas passivo e ativo, aproveitando propriedades e vantagens de cada um destes sistemas de controle.

Recentemente, uma técnica de controle chamada de acoplamento estrutural vem sendo utilizada e provou ser uma técnica eficaz para o controle estrutural de vibrações. A técnica do acoplamento consiste em ligar duas edificações vizinhas por meio de um dispositivo, com o intuito de diminuir as amplitudes das respostas dinâmicas. Ao fazê-lo, em princípio, é possível controlar a resposta de ambas as estruturas simultaneamente, o que é precisamente a atratividade da técnica. Essa técnica tem sido usada como uma estratégia para prevenir ou mitigar os efeitos *pounding* ou martelamento além das vibrações produzidas pelos sismos (Klein *et al.*, 1972; Klein e Healy, 1987; Graham, 1994; Xu *et al.*, 1999; Christenson, 2001; Roh *et al.*, 2011; Kim e Kang, 2014; Tubaldi, 2015).

Por outro lado, sabe-se que toda estrutura interage com o solo circundante. Este processo é conhecido como a interação solo-estrutura (ISE) (Wolf, 1988). Durante a ocorrência do terremoto, a estrutura interage com o solo no seu entorno, impondo deformações ao solo. Essas deformações, em contrapartida, causam movimentações nos suportes ou na região de interface entre o solo e a estrutura, que são diferentes da movimentação da superfície livre do terreno. Essas interações modificam substancialmente a resposta da estrutura.

Geralmente, os efeitos da interação entre o solo e a estrutura são ignorados nos modelos numéricos devido à complexidade do problema e ao grande esforço computacional requerido para tal fim. No entanto, as consequências e as gravidades de negligenciar os efeitos da ISE foram relatados por vários pesquisadores (Meyerhof, 1953; Chamecki, 1955, 1956 e 1958; Wolf, 1988; Avilés e Pérez-Rocha, 1996; Stewart *et al.*, 1999; Ahmadi *et al.*, 2015; Xiong *et al.*, 2016). Para avaliar corretamente a resposta dinâmica de uma estrutura levando em conta os efeitos da ISE, é necessário incorporar as propriedades dinâmicas do solo na formulação matemática do modelo físico adotado. Diferentes autores têm proposto métodos de solução

complexos para este tipo de problema usando os métodos dos elementos finitos (MEF) ou método dos elementos de contorno (MEC), assim como modelos mais simples e eficientes que podem ser facilmente aplicados e não requer grande gasto computacional (Veletsos e Wei, 1971; Luco e Westman, 1971; Jennings e Bielak, 1973; Luco, 1974; Veletsos e Meek, 1974; Veletsos e Nair, 1974; Gutierrez e Chopra, 1978; Whitman e Bielak, 1980; Novak e Hifnawy, 1983; Wolf, 1985; Gazetas, 1991; Mulliken e Karabalis, 1998; Stewart *et al.*, 1999; Naserkhaki *et al.*, 2012).

A maioria das pesquisas que abrangem o estudo da ISE mostram que a resposta dinâmica de uma estrutura de suporte em solo flexível pode diferir significativamente da resposta da mesma estrutura quando apoiada sobre uma base rígida. Uma das razões para esta diferença é que a parte da energia de vibração da estrutura é dissipada pela radiação de ondas de tensão na superfície de contato estrutura-solo e por uma ação de histerese do próprio meio.

1.2 Justificativa

Na atualidade, estão sendo projetadas e construídas estruturas cada vez mais esbeltas e flexíveis, o que implica em estruturas mais vulneráveis à ocorrência de vibrações excessivas provocadas por carregamentos dinâmicos, por exemplo, terremotos. Essas vibrações são indesejáveis tanto do ponto de vista do conforto como da segurança.

Dentre as várias técnicas de controle de vibrações existe a chamada de acoplamento estrutural, a qual vem sendo utilizada e provou ser uma técnica eficaz. A ideia de conectar estruturas que têm diferentes características de vibração por meio de dispositivos de controle tem sido explorada desde o início dos anos 70 (Klein *et al.*, 1972). A partir da década dos 90 foram realizadas abordagens teóricas, numéricas e experimentais de estruturas acopladas utilizando estratégias de controle passivo, semiativo e ativo. Na maioria dessas pesquisas, as edificações foram consideradas como pórticos planos.

A consideração da ISE permite a avaliação da resposta conjunta, isto é, estrutura, fundação e solo. Porém, essa abordagem não é comum e a maioria dos pesquisadores tende a analisar cada parte desse sistema de forma isolada devido à complexidade dos modelos de cálculo. Deste modo, a influência da consideração da ISE na técnica do acoplamento, assim como a informação matemática deste problema, ainda são incipientes e merecem especial atenção.

1.3 Objetivos

1.3.1 Geral

Com base no exposto, este trabalho tem como objetivo estudar numericamente a influência da consideração da interação solo-estrutura no desempenho da técnica do acoplamento para o controle das respostas dinâmicas de duas edificações adjacentes, representadas por meio de pórticos planos, e avaliar a possibilidade de trabalhar com modelos que não considerem essa interação.

1.3.2 Específicos

Como objetivos específicos, pretende-se:

- Avaliar a eficácia do sistema de controle passivo como elemento de conexão na mitigação das respostas dinâmicas de duas edificações vizinhas;
- Obter um modelo numérico que permita simular o comportamento do sistema acoplado quando é submetido à ação de forças sísmicas reais considerado os efeitos da interação solo – estrutura;
- Comparar o desempenho das edificações acopladas quando se consideram os efeitos da ISE com o mesmo sistema apoiados sobre base fixa, a fim de avaliar se o modelo simplificado que não considera o solo apresenta resultados conservativos.

1.4 Metodologia

Inicialmente é feita uma análise numérica com o intuito de estudar o desempenho da técnica do acoplamento na redução das amplitudes das respostas dinâmicas de duas estruturas vizinhas considerando as mesmas como apoiadas sobre base fixa.

A seguir, aos modelos teóricos de edificações vizinhas acopladas foram incluídos os efeitos da ISE adotando metodologias baseadas nos modelos propostos por Gazetas (1991) e Avilés e Pérez-Rocha (1991), as quais consistem em representar o solo por meio de um modelo

discreto de molas e amortecedores, cujos coeficientes são chamados de impedância e representam a rigidez e a capacidade de dissipação de energia do solo respectivamente.

Finalmente, foram feitos ensaios experimentais em modelos a escala reduzida do tipo *shear frame* e utilizando como elementos de conexão amortecedores passivos viscofluídos com o fim de verificar as rotinas implementadas nas análises numéricas e comprovar a eficácia da técnica do acoplamento considerando as edificações apoiadas sobre base fixa.

A análise de resultados, tanto numéricos como experimentais, são realizadas com o programa MATLAB (MathWorks, R2009b).

1.5 Estrutura da tese

Este trabalho apresenta 6 capítulos, incluindo este da introdução.

O segundo capítulo contém uma breve revisão dos trabalhos que foram utilizados como referência nesta pesquisa, os quais tratam sobre os diferentes tipos de controle de vibrações utilizados nas estruturas, assim como da técnica de acoplamento estrutural e dos efeitos da interação solo-estrutura.

No terceiro capítulo organiza-se a formulação matemática utilizada no desenvolvimento do presente trabalho com o intuito de ter uma visão mais geral sobre a técnica do acoplamento estrutural, assim como da interação solo – estrutura (ISE).

No quarto capítulo se apresentam os resultados obtidos das análises numéricas a fim de comprovar a eficácia da técnica do acoplamento na redução das respostas dinâmicas de duas edificações vizinhas apoiadas em base fixa e base flexível.

Já no quinto capítulo se avalia o desempenho da técnica do acoplamento estrutural mediante ensaios experimentais de modelos reduzidos, utilizando pórticos planos simples e apoiados em base fixa quando submetidos a um movimento oscilatório na base provocado por uma mesa vibratória, projetada e construída no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

Finalmente, no sexto capítulo, se expõem as principais conclusões alcançadas a partir dos resultados numéricos e experimentais e se sugerem tópicos que podem ser abordados em trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Sistemas de controle de vibração na engenharia civil

No Capítulo 1 mencionou-se uma descrição das técnicas atualmente utilizadas na engenharia civil para solucionar o problema de vibrações excessivas em diferentes tipos de estruturas, sendo os sistemas de controle passivo, ativo, semiativo e híbrido os mais utilizados. Deste modo, a Tabela 2.1 apresenta uma descrição rápida desses sistemas e, nas seções seguintes, procura-se fazer um breve resumo dos sistemas de controle mais conhecidos e utilizados.

Tabela 2.1 – Classificação dos diferentes sistemas de controle de vibrações em estruturas.

Sistema Controle	Tipo	Dispositivo
Passivo	Absorsores	Amortecedores de massa sintonizada (AMS). Amortecedores de líquido sintonizado (ALS). Amortecedores viscosos.
	Dissipadores	Amortecedores viscoelásticos. Amortecedores friccionais. Amortecedores histeréticos.
	Isoladores	Isolamento de base
Ativo e Híbrido	Efeito de massa	Amortecedores de massa ativa Amortecedores híbridos de massa
	Controle de força	Cabos ativos Diagonais ativas Atuadores piezoelétricos.
Semiativo	Controle do amortecimento	Amortecedores viscosos de orifício variável Amortecedores sintonizados líquidos ajustáveis
	Controle da rigidez	Amortecedores fluidos controláveis Amortecedor de fricção variáveis

Fonte: Spencer Jr e Nagarajaiah, 2003.

2.1.1 Controle passivo

As técnicas de controle passivo baseiam-se na utilização de dispositivos que não precisam de qualquer fonte de energia externa para exercerem a ação de controle, sendo as que mais têm sido implementadas na engenharia civil. O controle passivo consiste em um ou mais

dispositivos que, ao serem incorporados à estrutura, absorvem ou consomem uma parte da energia transmitida pelo carregamento dinâmico, reduzindo a dissipação de energia nos elementos da estrutura, evitando ou minimizando possíveis danos.

2.1.1.1 Isoladores

A estratégia de controle passivo mais utilizada é o isolamento de base. Esta técnica, especialmente utilizada nos problemas de engenharia sísmica, tem como objetivo desacoplar a superestrutura do solo pela interposição de elementos estruturais de baixa rigidez horizontal, localizados entre a superestrutura e a fundação como se ilustra na Figura 2.1.

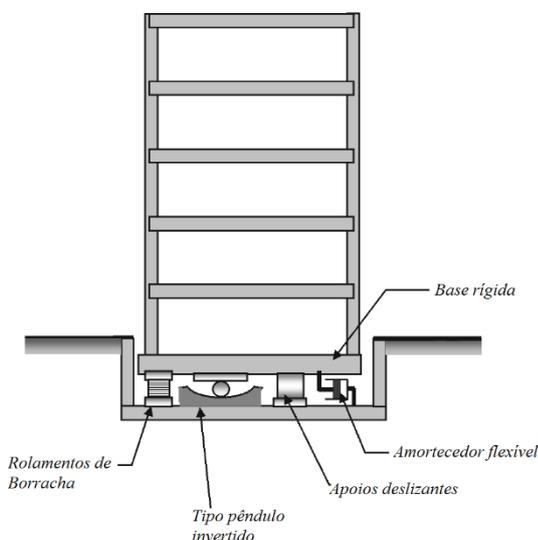


Figura 2.1 – Tipos de apoios utilizados no isolamento de base (Oviedo e Duque, 2006)

Como resultado, o sistema estrutural tende a ficar independente do movimento do terreno na direção horizontal, passando a funcionar quase como um corpo rígido. Para conseguir esse efeito, é necessário que os aparelhos de apoio possuam, além de baixa rigidez lateral, boa capacidade de suporte na direção vertical de modo a garantir a estabilidade da estrutura (Bozzo, 1996). Vários autores dedicaram-se ao estudo do funcionamento do isolamento de base, entre eles encontram-se: Barbat *et al* (1996), Carneiro (2001), Ortiz Cano (2008), Santos (2009), Meireles (2011), entre outros. Esses autores demonstraram a eficiência do sistema de isolamento de base.

Barbat *et al* (1996) estudaram as performances computacionais na solução das equações de movimento que governam a resposta sísmica de edifícios com isolamento de base não linear. Foi proposto um método de integração monolítica passo a passo para melhorar a velocidade de convergência dos resultados.

Carneiro (2001) desenvolveu modelagens de estruturas de um grau de liberdade ou pórticos planos, com mecanismos de isolamento de base utilizando o programa ANSYS. Foram usados acelerogramas artificiais para simular os sismos e foram feitas análises comparativas das respostas dinâmicas de edifícios com base rígida e com isolamento de base.

Ortiz (2008) fez um estudo comparativo dos parâmetros que controlam a efetividade dos principais sistemas de isolamento de base, utilizados na proteção de edifícios submetidos a excitações sísmicas. As simulações numéricas do sistema com controle foram realizadas no programa Simulink[®] de MATLAB[®]. Os resultados mostraram que a resposta sísmica de edifícios com isolamento de base é sensível às mudanças severas das frequências contidas nos terremotos. O autor propõe que o uso desse tipo de sistemas seja evitado em regiões onde foram registrados sismos com baixas frequências.

Santos (2009) estudou a aplicação de sistemas de isolamento de base na proteção de transformadores de energia, cuja funcionalidade após a ocorrência de um sismo deve ser garantida. Como sistema de isolamento foi utilizado o sistema de Apoios de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB). Do estudo conclui-se que o sistema de isolamento é uma solução eficaz na proteção sísmica dos transformadores, mas esse sistema não pode ser utilizado em regiões onde o tipo de solo é classificado como mole.

Meireles (2011) fez um estudo comparativo entre as respostas a ações sísmicas de estruturas com base fixa e com isolamento de base, bem como no projeto dos sistemas de isolamento utilizando a norma sísmica europeia. Vários sistemas de isolamento são apresentados descrevendo as suas formas de funcionamento e os seus modelos de comportamento. Os principais parâmetros utilizados para a descrição desses sistemas e para os seus respectivos dimensionamentos são analisados. Procura-se a otimização destes parâmetros de projeto em diferentes cenários, com vistas a melhores resultados em termos de esforços internos e os deslocamentos relativos. Os resultados mostraram que esse tipo de sistema deve ser mais utilizado em zonas de alta sismicidade.

Por último, cabe ressaltar que na maioria das pesquisas foram encontradas algumas limitações para o sistema de isolamento de base, sendo contraproducente em algumas situações

práticas. Por exemplo, no caso de estruturas localizadas em solos cuja resposta dinâmica à ação sísmica dominada por movimentos oscilatórios de baixa frequência onde existe a possibilidade de ocorrência de fenômenos de ressonância entre o solo e a estrutura ou no caso de edifícios altos de grande esbelteza.

2.1.1.2 Absorvedores

Outros sistemas passivos utilizados nos últimos anos são os amortecedores de líquido sintonizado (ALS) e de massa sintonizada (AMS) ilustrados na Figura 2.2, sendo o último o mais utilizado. Esses amortecedores controlam a resposta estrutural através da transferência de energia entre a estrutura principal e uma massa auxiliar.

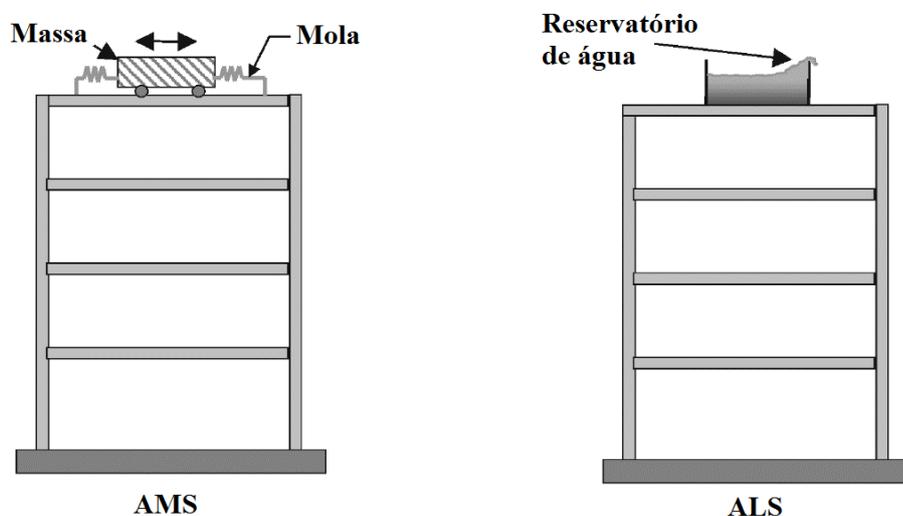


Figura 2.2 – Modelos estruturas equipadas com AMS e ALS (Oviedo e Duque, 2006).

O AMS é um sistema massa, mola e amortecedor, localizado geralmente no topo da estrutura como mostra a Figura 2.2. O objetivo do AMS é atenuar as vibrações associadas, em geral, ao primeiro modo de vibração que predomina em edifícios altos. A frequência natural do AMS é sintonizada em função da frequência natural do sistema principal ou da frequência correspondente ao modo de vibração a ser controlado.

Lara (2007) fez uma otimização da posição de AMS para vigas com diferentes configurações de apoio utilizando o software ANSYS. Para cada viga foi feita uma análise modal e uma série de análises transientes a fim de calcular as respostas dinâmicas máximas

para cada modelo analisado. Os resultados mostraram reduções na resposta dinâmica de mais de 80% para carregamentos harmônicos e de até 45% para carregamentos aleatórios.

Ospina (2008) realizou um estudo a fim de obter parâmetros ótimos para os amortecedores de massa sintonizados múltiplos interligados (AMSM I), utilizando variáveis como número de amortecedores, razão de frequência, razão de amortecimento, razão de massa, entre outros. Os resultados foram confrontados com os obtidos por Carneiro (2001).

Oliveira (2012) estudou a eficiência de um AMS em forma de pêndulo, aplicados à redução de vibrações em edificações altas sujeitas a ações aleatórias. O objetivo do trabalho foi realizar estudos paramétricos para a definição de critérios de projeto através da minimização da função de resposta de frequência para excitações harmônicas. Foi feita uma análise numérica a partir da análise de um *shear frame* de dez andares reduzido a um modelo de um grau de liberdade. A otimização do amortecedor de massa sintonizado foi obtida adaptando as formulações de Den Hartog. O estudo realizado resultou na determinação dos parâmetros ótimos gerais e adimensionais para o dimensionamento de quaisquer estruturas com diferentes razões de massa e amortecimento.

Xiang e Nishitani (2014) fizeram um estudo sobre o controle de vibrações sísmicas em estruturas interligando múltiplos andares com AMS. Propuseram um novo sistema de controle de vibração com vários andares vinculados por AMS (*TMD floor vibration control system - TMDFS*). Os resultados obtidos com o método proposto foram confrontados com resultados de laboratório. O *TMDFS* proposto apresentou um grande potencial atingindo um bom desempenho.

Estudos aprofundados sobre o assunto podem ser encontrados em: Chang e Soong (1980), Kareem e Kline (1995), Li (2000), Varadarajan e Nagarajaiah (2004), Zuluaga (2007), Anh e Nguyen (2013), Sun *et al.* (2013), Patel e Jangid (2014).

2.1.1.3 Dissipadores

Outros dispositivos de dissipação de energia passiva como os fluidos, viscofluidos, viscoelásticos e de fricção dissipam a energia durante o processo de deformação dos mesmos e podem ser colocados entre os pavimentos de uma estrutura gerando sistemas de contraventamento.

Os amortecedores fluidos e viscofluídos dissipam a energia por meio da conversão da energia mecânica em calor, enquanto um pistão cilíndrico se move através de uma substância altamente viscosa, como, por exemplo, silicone ou gel. Esta solução tem sido amplamente estudada e utilizada no reforço sísmico de estruturas já que não interfere na sua funcionalidade e na sua arquitetura (Constantinou e Symans, 1993; Housner *et al.*, 1997; Ávila, 2002; Oviedo e Duque, 2006).

Um dissipador muito utilizado é o viscoelástico. Esse amortecedor é constituído por chapas metálicas unidas por um material viscoelástico (Oviedo e Duque, 2006). Esses dispositivos são instalados nas diagonais das estruturas como se ilustra na Figura 2.3, com o objetivo de dissipar a energia imposta pelo carregamento dinâmico por meio de seus ciclos de histerese (Housner *et al.*, 1997; Soong e Dargush, 1997). O material viscoelástico que compõe esse amortecedor é fortemente dependente do conteúdo das frequências das vibrações e dos níveis de tensão e temperatura instalados, dificultando a previsão do seu desempenho numa estrutura. Além de ser utilizados em edifícios, como é o caso das torres do World Trade Center onde se instalaram 20000 unidades destes dispositivos, costuma-se implementar em estruturas como pontes. Pesquisadores como Oviedo e Duque (2006), Pawlak e Lewandowski (2013), Kang e Tagawa (2013), Chistopoulos e Montgomery (2013), El-Khoury e Adeli (2013) e Lavan e Amir (2014) estudaram a eficiência e a viabilidade desse tipo de dissipadores.

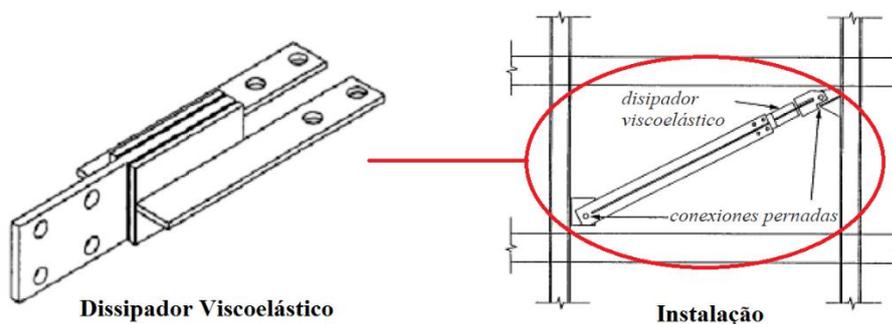


Figura 2.3 – Dissipadores viscoelásticos (Kitamura *et al.*, 1991).

Outro tipo de amortecedor são os metálicos, os quais fazem uso da dissipação de energia pela deformação inelástica do material. Esses dispositivos têm a grande vantagem de poder ser construídos em todas as formas, facilitando assim o seu uso em estruturas sem nenhum

tipo de simetria. São dispositivos eficazes na dissipação da energia, sendo particularmente interessantes nas aplicações de engenharia sísmica (Soong e Dargush, 1997; Ramos, 2007).

É bom dizer que o desempenho do controle passivo às vezes é limitado, na medida em que eles são projetados para proteger uma estrutura sob um carregamento dinâmico em particular, e que seu desempenho diminui para outros cenários de cargas e configurações. Por exemplo, um amortecedor passivo que é projetado para reduzir as vibrações em um cabo utilizando os dados obtidos para o primeiro modo de vibração, pode não funcionar para reduzir a resposta no mesmo cabo considerando modos superiores.

2.1.2 Controle ativo

Yao (1972) propôs pela primeira vez o sistema de controle ativo em estruturas civis. A finalidade do controle ativo é fornecer forças de controle para neutralizar a energia gerada pelas cargas dinâmicas. A magnitude dessas forças é calculada em tempo real por meio de um computador, utilizando algoritmos de controle ativo, os quais estão em função da resposta da estrutura medida através de sensores, também em tempo real. A implementação de sistemas de controle ativo é particularmente interessante em estruturas flexíveis que apresentam uma dinâmica onde os modos de vibração podem contribuir significativamente na resposta estrutural (Chung *et al.*, 1988; Dyke *et al.*, 1996; Fujino, 2002).

Existem vários mecanismos de controle ativo, entre eles: amortecedores de massa ativos (AMA), cabos tensionados, contraventamento ativo, sistemas de rigidez variável e geradores de pulso (Soong, 1990). Esses dispositivos apresentam melhor desempenho do que os dispositivos passivos, já que têm a capacidade de se adaptar a diferentes cenários de carga e parâmetros da estrutura (Housner *et al.*, 1997). Na Figura 2.4 se apresenta a configuração básica de um sistema de controle ativo (Soong, 1990).

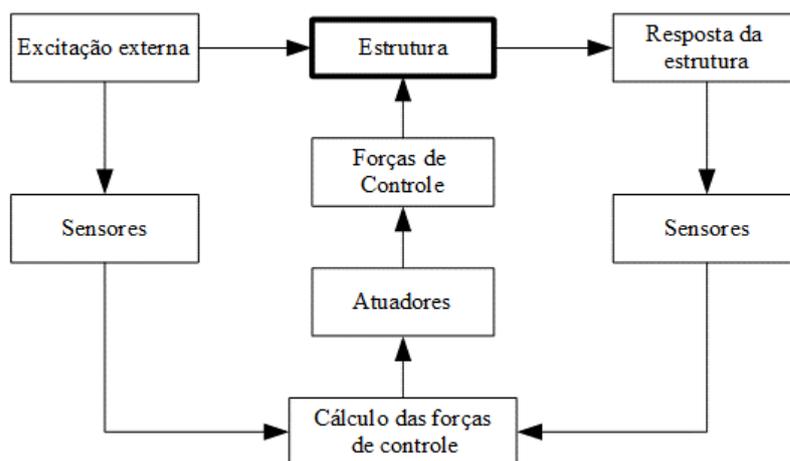


Figura 2.4 – Esquema de um sistema de controle ativo (Soong, 1990).

Num primeiro passo, sensores localizados em determinados pontos da estrutura medem a resposta do sistema à excitação dinâmica. A seguir, a informação capturada pelos sensores é transmitida para um computador no qual é feito o processamento de dados e através dos algoritmos de controle é calculada as forças de controle necessárias. Finalmente, atuadores localizados em pontos estratégicos na estrutura e alimentados por fontes de energia externa aplicam as forças de controle calculadas.

O primeiro caso de implementação de controle ativo em escala real ocorreu no edifício Kyobashi Seiwa em Tóquio, Japão (Figura 2.5). Esse edifício é de onze andares construído em aço e nele foram instalados dois amortecedores de massa ativos (AMA) localizados no topo da estrutura. Esses dispositivos aplicam forças à estrutura que são calculadas por meio de um controlador, o qual se baseia na informação transmitida pelo sistema de observação constituído por sensores de aceleração localizados na base, no sexto andar e na cobertura, além de um anemômetro responsável por registrar a velocidade do vento. A eficiência do sistema de controle foi comprovada após a ocorrência de ações sísmicas registradas tempo depois da instalação dos AMA, alcançando os níveis de eficiência previstos no dimensionamento (Kobori *et al.*, 1991).

Um processo importante na hora de dimensionar um sistema de controle ativo é a determinação de uma lei de controle apropriada, a qual é obtida através do algoritmo que tem como objetivo determinar o sinal de controle que deve ser dado aos atuadores. Mais informações sobre estes algoritmos podem ser encontradas em Chung *et al.* (1988), Meirovitch

(1990), Soong (1990), Spencer *et al.* (1994), Dyke *et al.* (1996), Housner *et al.* (1997), Wu e Yang (1998), Ohtori *et al.* (2004), El-Khoury e Adeli (2013).

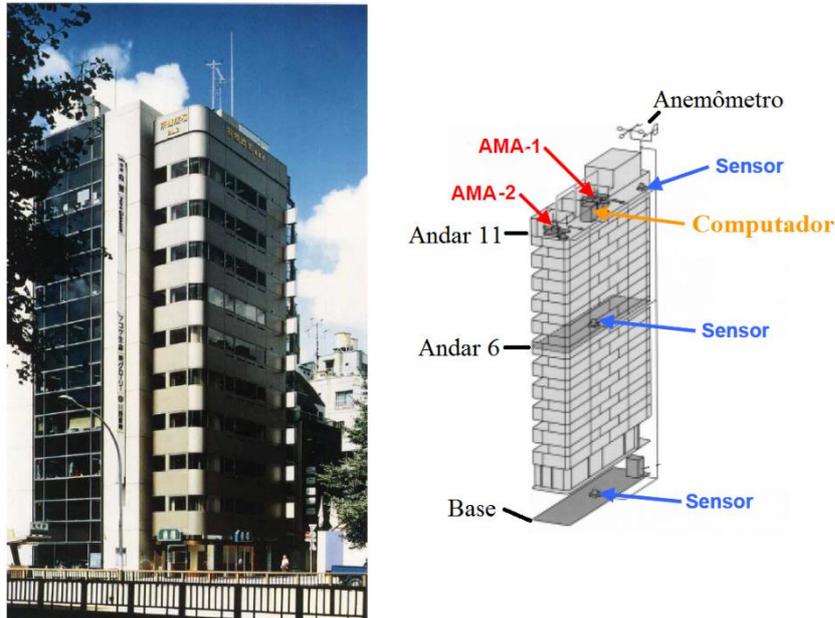


Figura 2.5 – Edifício Kyobashi Seiwa em Tóquio, no Japão (Kobori *et al.*, 1991)

A maior desvantagem que tem o controle ativo é que depende de energia externa para gerar as forças de controle. No caso de um desastre natural, muitas vezes o fornecimento de energia é interrompido e o sistema de controle para de funcionar. Outro problema se apresenta quando há uma mudança na dinâmica da estrutura, o que repercute no desempenho do controlador e pode gerar uma situação de instabilidade.

2.1.3 Controle semiativo

A implementação dos sistemas semiativos em estruturas de escala real começou no início da década de 1990. Os sistemas de controle semiativo encontram-se atualmente em grande desenvolvimento pelo fato de constituírem uma solução intermediária entre os sistemas passivos e ativos, superando algumas debilidades dos sistemas passivos, particularmente na falta de adaptabilidade à dinâmica da estrutura, sendo ao mesmo tempo uma solução mais econômica e fiável do que os sistemas ativos. Uma vantagem dos sistemas semiativos é que requerem uma pequena quantidade de energia para o seu funcionamento que pode ser gerada

por pilhas ou baterias, o que torna esse sistema imune aos problemas de abastecimento de energia elétrica. Ao contrário dos dispositivos ativo, os semiativos não têm o potencial de desestabilizar o sistema estrutural porque podem absorver apenas a energia e nunca adiciona-la (Dyke *et al.*, 1996). Os amortecedores semiativos mais empregados em engenharia são: amortecedores de orifício variável, amortecedores de fricção variáveis, amortecedores sintonizados líquidos ajustáveis e amortecedores fluídos controláveis.

Os sistemas semiativos são chamados também de sistemas “passivos inteligentes” porque baseiam a ação de controle no efeito da dissipação de energia através de mecanismos semelhantes aos sistemas passivos, como, por exemplo, através de amortecedores viscosos (Symans e Constantinoi, 1999). No entanto, têm a capacidade de se ajustarem em face da resposta efetiva da estrutura e em função da alteração das características dos próprios dissipadores, particularmente vulneráveis às variações de temperatura decorrentes da conversão da energia mecânica em energia térmica.

2.1.3.1 Amortecedores de orifício variável

Esse tipo de amortecedor utiliza uma válvula controlável, eletromecânica, de orifício variável para modificar a resistência ao fluido de um amortecedor hidráulico convencional. Esse dispositivo é representado esquematicamente na Figura 2.6. O amortecimento desse dispositivo é ajustável, de forma que podem ser atingidos diferentes níveis de amortecimento dentro de uma ampla faixa de valores, o que não acontece com os amortecedores fluídos passivos. A primeira aplicação deste tipo de dispositivo foi proposta por Feng e Shinozuka (1990).

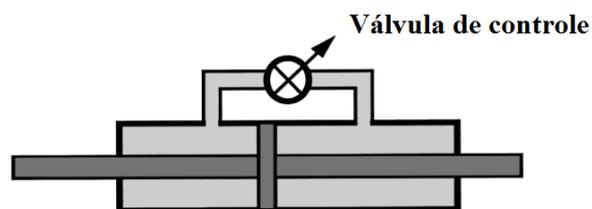


Figura 2.6 – Modelo do amortecedor de orifício variável (Spencer Jr e Nagarajaiah, 2003).

Estudos analíticos e experimentais detalhados sobre esse tipo de dispositivo são encontrados em: Sack e Patten (1993), Kawashima e Unjoh (1994), Patten *et al.* (1996), Kurata *et al.* (2000), Wongprasert e Symans (2005) e Luca e Pastia (2009).

2.1.3.2 *Amortecedores de fricção variável*

Esses dispositivos foram propostos por Akbay e Aktan (1991) e Kannan *et al.* (1995) e utilizam o atrito que se produz entre dois corpos sólidos deslizando-se entre si para proporcionar a dissipação de energia desejada. Regulando a força normal de contato aplicada na interface dos sólidos, o amortecedor de fricção variável ajusta a força necessária de atrito para o controle das respostas da estrutura durante o movimento, fazendo com que o amortecedor seja ativado para excitações com intensidades arbitrárias

Alguns trabalhos importantes referentes a amortecedores de atrito variável foram desenvolvidos por Dowdell e Cherry (1994a, 1994b), Inaudi (1997), Garret *et al.* (2001), Yang e Agrawal (2002), Li *et al.* (2007).

2.1.3.3 *Amortecedores sintonizados líquidos ajustáveis*

Os amortecedores sintonizados líquidos utilizam o movimento do fluido de um tanque ou uma coluna de água para reduzir a resposta estrutural. Esses amortecedores são semelhantes aos AMS, mas os amortecedores líquidos ajustáveis suportam uma ampla variedade de carregamentos, enquanto os AMS são dimensionados para uma única condição de carga. Estudos detalhados sobre esse tipo de dispositivo são encontrados em: Balendra *et al.* (1995), Tamura (1995), Gao e Kwok (1997), Chang e Hsu (1998), Sorkhabi *et al.* (2012), Ghaemmaghami *et al.* (2013), Love e Tait (2013), Mousavi *et al.* (2013) e Novo *et al.* (2014).

2.1.3.4 *Amortecedores fluídos controláveis*

Os amortecedores de fluídos controláveis são os dispositivos semiativos mais interessantes já que utilizam líquidos ajustáveis com a capacidade de mudar de maneira reversível sua viscosidade e não precisam de válvulas ou mecanismos controlados eletricamente como os amortecedores mencionados anteriormente, fazendo o dispositivo mais seguro e de fácil manutenção (Figura 2.7). Dois tipos de fluidos podem ser empregados na fabricação de amortecedores controláveis: os fluidos eletorreológicos (ER) e os fluidos magnetorreológicos (MR). Esses fluidos são capazes de mudar entre o estado fluido newtoniano linear e um estado

semissólido em poucos milissegundos com a alteração dos campos elétricos e magnéticos, respectivamente.

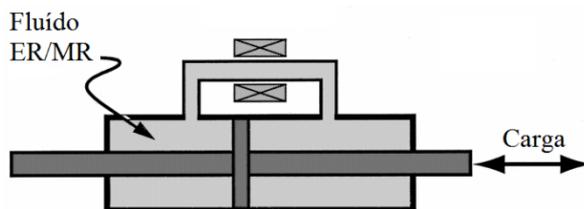


Figura 2.7 – Modelo do amortecedor de fluidos controláveis (Spencer Jr e Nagarajaiah, 2003).

Esses dispositivos são muito utilizados como componentes automotivos. Na engenharia civil, eles são aplicados como mecanismos de controle estrutural, sendo os magnetoreológicos os mais promissores para ser utilizados em estruturas civis em escala real. Estudos numéricos e aplicações a escala real sobre esse tipo de dispositivo são encontrados em: Spencer *et al.* (1997); Dyke *et al.* (1996), Jansen e Dyke (2000), Xu *et al.* (2000), Gavin *et al.* (2001), Yi *et al.* (2001), Ramallo *et al.* (2002), Yang *et al.* (2002), Johnson *et al.* (2003), Sodeyama *et al.* (2003), Sahasrabudhe e Nagarajaiah (2006), Nagarajaiah *et al.* (2006a), Tsang *et al.* (2006), Chooi e Oyadiji (2008), Carneiro (2009), Çesmeçi e Engin (2010), Lara (2011), Basili *et al.* (2013), Cha *et al.* (2013), Jiang *et al.* (2013), Zhang *et al.* (2015) e Cha e Bai (2016).

2.1.4 Controle híbrido

As três estratégias de controle descritas anteriormente podem ser combinadas resultando em estratégias de controle híbrido. Estratégias de controle híbrido normalmente requerem menos energia que os sistemas ativos, mas significativamente mais que os sistemas semiativos, o que gera um desempenho limitado em comparação com as outras estratégias de controle. O dispositivo mais utilizado nessa estratégia é o amortecedor de massa híbrido (HMD). O HMD combina um amortecedor passivo de massa sintonizada com um atuador de controle ativo. O HMD é o dispositivo de controle mais comum em estruturas civis de grande porte.

2.2 Estudos prévios sobre estruturas acopladas

Os impactos entre dois edifícios altos adjacentes durante grandes terremotos no passado causaram danos significativos e grande perda de vidas humanas. No ano de 1972, Klein *et al.* (1972) propuseram a técnica de acoplar duas estruturas de grande porte nos Estados Unidos com o fim de evitar o *pounding* ou martelamento entre elas. Sugeriram um acoplamento rudimentar, ligando as duas estruturas com cabos capazes de ter alongamento e encurtamento para fornecer uma força de controle. Já Klein e Healy (1987) observaram que as estruturas a serem acopladas utilizando o método proposto por Klein *et al.* (1972) deveriam de ter diferentes frequências naturais para garantir a controlabilidade. Eles propuseram que os edifícios fossem interligados perto do topo, pois essa é uma região onde os modos de vibração terão maiores amplitudes. A partir da década dos 90 foram realizadas abordagens teóricas, numéricas e experimentais de estruturas acopladas utilizando estratégias de controle passivo, semiativo e ativo.

Graham (1994) acoplou dois modelos de diferentes graus de liberdade (Figura 2.8) utilizando estratégias de controle passivo e ativo, empregando o histórico de acelerações do sismo El Centro (1940) como carregamento horizontal. Concluiu que, além de uma estratégia de controle passivo, uma abordagem de controle ativo com um algoritmo LQR reduz de forma mais efetiva a resposta dos edifícios acoplados.

Luco e Baros (1998) calcularam as posições ótimas dos amortecedores passivos para interligar duas estruturas adjacentes. O modelo estrutural foi o mesmo utilizado por Graham (1994) (Figura 2.8). Os amortecedores são selecionados para minimizar a resposta sísmica no primeiro e segundo modo de vibração mais alto das duas estruturas. Parâmetros como a massa, rigidez e número de pavimentos foram variados para determinar a posição ótima deles. Ambos os edifícios foram submetidos à mesma aceleração na base e os efeitos devido a interações solo-estrutura foram desprezados. Os resultados mostraram que a maior redução da resposta foi alcançada no primeiro modo quando a altura da primeira estrutura é duas vezes a altura da segunda e o amortecedor é localizado no topo da estrutura com a menor altura.

Xu *et al.* (1999) utilizaram pela primeira vez amortecedores viscofluídos para conectar edifícios adjacentes separados por certa distância. Apresentaram um estudo teórico para o modelo proposto por Graham (1994), ilustrado na Figura 2.8, tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência. Cada amortecedor viscofluído foi modelado como uma combinação de uma mola linear proporcional ao deslocamento relativo e um amortecedor linear

proporcional à velocidade relativa entre os dois andares vizinhos. Ambos os edifícios foram submetidos à mesma aceleração na base e os efeitos devido a interações solo-estrutura foram desprezados. Os resultados mostram que o uso de amortecedores viscofluídos para conectar prédios adjacentes de diferentes frequências fundamentais pode, efetivamente, reduzir as respostas induzidas por terremotos de qualquer edifício se as propriedades de amortecimento são devidamente selecionadas.

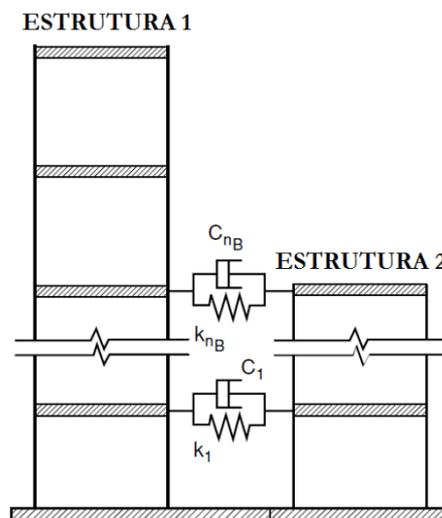


Figura 2.8 – Modelo estrutural de edifícios adjacentes conectados por meio de amortecedores (Graham, 1994; Luco e Baros, 1998; Xu *et al.*, 1999).

Christenson (2001) implementou um sistema de controle ativo para conectar um par de estruturas flexíveis (Figura 2.9) em um estudo experimental. O sistema de controle se localizou no último pavimento dessas estruturas. Um feedback de aceleração foi incorporado no sistema de controle, usando os resultados das acelerações medidas nos topos dos modelos em análise. Os efeitos devidos às interações solo-estrutura foram desprezados. As forças de controle foram causadas por um servomotor localizado no topo das duas estruturas (ver Figura 2.9). Os resultados mostraram que as acelerações dos dois modelos foram significativamente reduzidas, mostrando que o sistema de controle ativo é um método eficaz para o controle dessas respostas. Isto foi observado na redução dos picos de ressonância das funções de transferência e no tempo de resposta do sistema acoplado.

Zhu *et al.* (2001) fizeram uma abordagem do controle de resposta estrutural que utiliza interações controladas entre duas estruturas para reduzir a resposta sísmica de uma estrutura em função das propriedades da outra. As duas estruturas foram submetidas ao sismo de El Centro

(1940) e o modelo numérico foi o mesmo utilizado pelos pesquisadores Graham (1994), Luco e Baros (1998) e Xu *et al.* (1999) (ver Figura 2.8). Três estratégias de controle foram utilizadas e examinadas, sendo elas controle passivo, controle semiativo e controle ativo. Em uma primeira etapa, foram examinados os amortecedores passivos como elementos de acoplamento. Em seguida, foi usado um algoritmo simples e eficaz para o controle ativo e semiativo que garante a absorção de energia da força de controle necessário das estruturas em cada passo de tempo do sismo de El Centro (1940). O algoritmo mencionado é o Regulador Linear Quadrático ou LQR. Finalmente, os resultados numéricos nos domínios de frequência e no tempo foram apresentados para demonstrar a eficácia dessas estratégias de controle propostas. Os resultados mostram que a estratégia de controle semiativo apresenta um desempenho elevado se comparado com a estratégia de controle passivo e do caso de controle totalmente ativo.

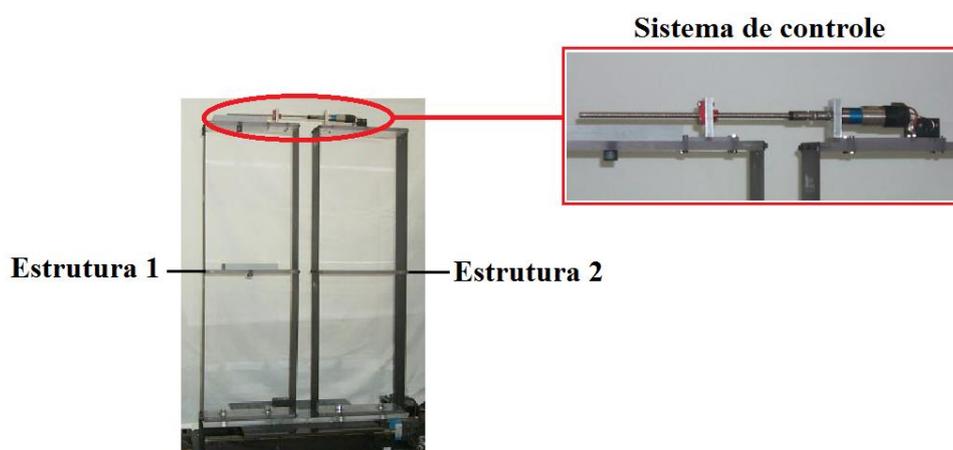


Figura 2.9 – Modelo de laboratório das estruturas acopladas (Christenson, 2001).

Yang e Xu (2003) fizeram um estudo experimental de estruturas interligadas com amortecedores fluidos. Dois edifícios de aço foram construídos para o estudo. A primeira estrutura é de cinco pavimentos e altura total de 5 m. A segunda estrutura é de seis pavimentos e altura total de 6 m. Essas duas estruturas foram acopladas por meio de um amortecedor do tipo fluido com propriedade linear entre a velocidade e a força. Dois tipos de movimentos sísmicos foram aplicados aos edifícios conectados por meio de uma mesa vibratória. Os efeitos devidos às interações solo-estrutura foram desprezados. Inicialmente foi avaliado o desempenho do amortecedor, comparando as respostas do sistema acoplado com as respostas do sistema sem acoplamento. Os resultados experimentais mostraram que a instalação de amortecedores do tipo fluido reduz significativamente as respostas sísmicas de ambas as

construções. O número, a localização e tipo de acoplamento, as propriedades mecânicas dos edifícios acoplados e o tipo de movimento repercutem no desempenho do amortecedor. Ainda, deduziram que o uso de mais amortecedores não necessariamente ajuda na redução da vibração do sistema acoplado.

Bhaskararao e Jangid (2006) estudaram a eficiência do amortecedor por fricção como elemento de conexão de duas edificações vizinhas para o controle das respostas em termos de descolamentos, acelerações e de forças de corte. Foi feita uma análise paramétrica para estudar a força de deslizamento do amortecedor. Igualmente, estudaram o posicionamento ideal dos amortecedores. Os resultados mostraram a efetividade deste tipo de amortecedores no controle das respostas dinâmicas, sendo a força de atrito um parâmetro crítico e a qual tem que ser bem calculada e selecionada. Verifica-se ainda que não é necessário ligar duas estruturas adjacentes em todos os andares, uma vez que amortecedores localizados nas partes inferiores, em locais apropriados, podem reduzir significativamente as respostas sísmicas do sistema acoplado.

Shrimali e Dumne (2008) examinaram as respostas de dois edifícios adjacentes de dez e oito andares respectivamente, com diferentes características dinâmicas e ligados por amortecedores semiativos. Neste trabalho, o edifício mais alto é isolado por rolamento elastomérico com e sem núcleo de chumbo, portanto, ele considerou que o sistema de acoplamento é híbrido. O sistema foi analisado utilizando como sismo ou força na base o registro de acelerações do sismo de El Centro (1940). Em uma primeira etapa, foi analisado o sistema considerando apenas o acoplamento semiativo. Logo, em uma segunda etapa, se estudou o sistema considerando o isolamento na base da estrutura mais alta junto com o acoplamento semiativo, gerando estratégias de controle híbridas. Os resultados obtidos em cada etapa foram comparados e demonstraram que a estratégia híbrida mitigou adequadamente a resposta sísmica em comparação com o sistema apenas acoplado pelo amortecedor semiativo. Também, por causa do isolamento na base, a escolha do coeficiente de amortecimento do rolamento repercute na força na base e, por conseguinte nos deslocamentos. Eles propuseram uma faixa de valores de amortecimento do rolamento elastomérico a ser escolhidos a fim de obter respostas ótimas e dentro dos limites. Do mesmo modo, concluíram que uma grande força no amortecedor semiativo gera um melhor controle sobre a resposta em termos de deslocamentos, não havendo aumento nas acelerações e no esforço cortante na base. Portanto, a força de controle tem que ser adequadamente escolhida para alcançar o equilíbrio desejado.

Yong Ok *et al.* (2008) propuseram um método de projeto ótimo para amortecedores histeréticos não-lineares que melhoram o desempenho sísmico de duas estruturas adjacentes

acopladas de dez e vinte andares respectivamente. O método proposto utiliza análises de vibrações aleatórias não-lineares com um método de linearização estocástica, adotando um algoritmo genético multi-objetivo. Além de reduzir as respostas sísmicas, o método tem como objetivo minimizar o custo total do sistema de acoplamento. A partir dos estudos realizados, demonstraram que o método de projeto ótimo pode levar a um melhor desempenho sísmico com eficiência econômica, apesar das incertezas dos movimentos estocásticos do solo usados.

Barthi *et al.* (2010) pesquisaram a eficácia de vários dispositivos de controle para interligar dois edifícios adjacentes com o objetivo de mitigar os efeitos produzidos por um terremoto. Neste estudo, a eficiência dos amortecedores magnetoreológicos (MR) foi examinada para a redução das respostas sísmicas de edifícios de vários pavimentos adjacentes sob esquema de controle acoplado. Cabe ressaltar que essa eficiência foi comprovada comparando os resultados obtidos com os amortecedores magnetoreológicos em relação aos obtidos com elementos de conexão passivos. Ao mesmo tempo, a influência da localização do amortecedor e da tensão máxima de comando do amortecedor foi também analisada. O modelo matemático empregado foi o mesmo utilizado por Graham (1994), Xu *et al.* (1999) e Luco e Baros (1998). Os autores concluíram que o amortecedor magnetoreológico é um dispositivo eficaz para controlar a resposta de ambos os edifícios para uma ampla gama de movimento do solo. Por outro lado, mostraram que esse amortecedor é muito efetivo na redução tanto no deslocamento relativo como nas forças exercidas em cada pavimento. Os autores recomendam que o amortecedor magnetoreológico seja usado quando sejam acopladas estruturas de pouca altura.

Cimellaro e Garcia (2011) desenvolveram um algoritmo com o objetivo de conhecer as posições ideais dos amortecedores passivos utilizados para acoplar duas estruturas. O modelo matemático utilizado foi o mesmo proposto por Graham (1994), Luco e Baros (1998) e Xu *et al.* (1999) (ver Figura 2.8). O algoritmo proposto calcula a rigidez e o amortecimento do sistema de conexão passivo, a fim de obter uma resposta global tão próxima possível à resposta obtida para um sistema de controle ativo. Ao mudar a rigidez do sistema, mudam as propriedades dinâmicas das edificações, o qual foi demonstrado mediante uma análise de sensibilidade. Como força horizontal foi utilizado um espectro de ruído branco estacionário e não se considerava a iteração solo-estrutura. Os resultados mostraram que o desempenho ótimo do sistema acoplado se consegue quando o amortecedor é colocado no topo da estrutura com menor altura. Do mesmo modo, comprovou-se que a técnica do acoplamento não tem funcionalidade quando as

duas edificações vizinhas a serem acopladas apresentam as mesmas propriedades dinâmicas, isto é, períodos e frequências.

Palacios-Quiñonero *et al.* (2011) propuseram uma estratégia de controle mista (passivo - ativa) para reduzir a resposta sísmica de um sistema de três edifícios. A estratégia proposta combina amortecedores passivos, colocados como elementos de ligação, com sistemas de controle ativo locais implementados nesses edifícios que necessitam de um nível mais elevado de proteção sísmica. Os resultados da simulação mostraram uma redução significativa nos deslocamentos relativos dos edifícios adjacentes sob excitação sísmica, a qual pode ser conseguida por uma ligação adequada dos edifícios adjacentes por meio de amortecedores passivos. Em edifícios que necessitam de um nível particularmente elevado de proteção sísmica, um sistema de controle ativo local adicional pode ser implementado. O sistema de ligação passiva não tem nenhum efeito adverso sobre o desempenho dos sistemas de controle locais ativos, garantindo um nível notável de proteção sísmica em caso de falha de um dos sistemas de controle ativo local.

Roh *et al.* (2011) avaliaram a resposta dinâmica de duas estruturas de aço conectadas por amortecedores viscosos e molas lineares. Várias combinações de tipo e localização dos dispositivos de conexão foram analisadas. Igualmente, foi estudada a influência das propriedades mecânicas das estruturas (razão entre o número de pavimentos e proporção de períodos fundamentais) e das propriedades da excitação (frequência do sismo) sobre a resposta sísmica do sistema acoplado. O modelo estrutural foi o mesmo utilizado por Graham (1994), Luco e Baros (1998) e Xu *et al.* (1999) (ver Figura 2.8). Os resultados mostram que a redução do deslocamento relativo e da aceleração de cada pavimento não é possível se as estruturas se conectam unicamente pelas molas lineares. Se o acoplamento é combinado com molas e amortecedor viscoso, as respostas diminuem consideravelmente, tornando-se um sistema econômico.

Bigdeli (2012) apresentou um algoritmo de otimização para encontrar o arranjo ideal e as propriedades mecânicas dos amortecedores que servem como elementos de conexão a fim de diminuir o descolamento relativo de duas edificações vizinhas. Através de vários testes numéricos e com outros algoritmos de otimização foi comprovada a eficiência e robustez do algoritmo proposto. Usando a técnica proposta, o autor demonstrou que existe um limite no número de amortecedores a serem colocados a fim de não modificar as propriedades dinâmicas das edificações.

Lucuy *et al.* (2012) estudaram o acoplamento de duas estruturas por meio de dispositivos semiativos. Num primeiro passo determinaram o efeito provocado sobre o sistema acoplado, quando as duas estruturas têm massas iguais ou com certo grau de diferença. Posteriormente, calcularam quantos e quais são os pontos ideais de acoplamento entre ambas as estruturas. Utilizaram um sistema de controle ativo de alto desempenho fabricado pela empresa Kajima e o algoritmo regulador linear quadrático (LQR). Os resultados mostraram que acoplar duas estruturas com massas iguais não reduz a resposta desse sistema. A relação de massas entre as estruturas terá que ser maior que um para que o acoplamento funcione. Do mesmo modo, comprovaram que o uso dos dispositivos de controle semiativo pode ser considerado como uma opção viável no controle estrutural das estruturas acopladas.

Patel e Jangid (2013) investigaram o desempenho do amortecedor viscoso para o controle da resposta dinâmica de estruturas com iguais propriedades mecânicas e geométricas, acopladas e submetidas a um carregamento harmônico, bem como a uma excitação aleatória caracterizadas como ruído branco. O modelo matemático utilizado se ilustra na Figura 2.10. Os objetivos do trabalho foram determinar o valor ideal do coeficiente de amortecimento do amortecedor passivo e examinar os efeitos de parâmetros importantes do sistema como a relação de massa e relação de rigidez na resposta dinâmica das estruturas acopladas. Eles concluíram que os amortecedores viscosos são eficazes na redução das respostas sísmicas dos sistemas acoplados, tanto para carregamentos harmônicos como para uma excitação sísmica. Do mesmo modo, deduziram que o desempenho do amortecedor viscoso é influenciado pelo teor de frequências contidas na aceleração aplicada na base.

Richardson *et al.* (2013) apresentaram uma equação de forma fechada para o projeto de conexão entre duas estruturas adjacentes para o controle de vibrações. No método de projeto proposto, a transmissibilidade do deslocamento máximo absoluto de cada estrutura é reduzida. A solução das equações de forma fechada (*close-form*) é derivada de um método de controle passivo, onde as estruturas são acopladas em paralelo através de amortecedores lineares. Verificou-se a precisão das equações através da comparação com os resultados publicados em trabalhos anteriores (Klein *et al.*, 1972; Xu *et al.*, 1999; Yang e Xu, 2003; Bhaskararao e Jangid, 2006; Cimellaro e Lopez-Garcia, 2011) utilizando um esquema numérico de otimização. Verificaram que o método de projeto baseado em minimizar a transmissibilidade máxima do deslocamento absoluto e utilizando a equação de forma fechada conduz a uma proposta eficaz de controle de vibração passiva para estruturas acopladas.

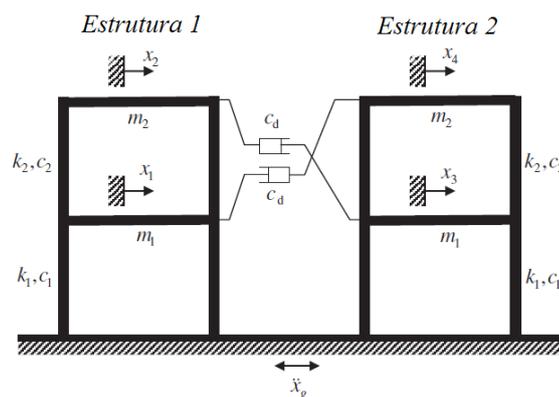


Figura 2.10 – Modelo estrutural de edifícios adjacentes conectados por meio de um amortecedor viscoso (Patel e Jangid, 2013).

Kim e Kang (2014) avaliaram o desempenho de um amortecedor de massa sintonizado compartilhado (AMSC) como elemento de conexão na redução da resposta sísmica de duas edificações vizinhas adjacentes. Para tal fim foram analisadas duas edificações de 8 pavimentos com propriedades mecânicas diferentes. Para calcular as propriedades mecânicas do amortecedor foram utilizados algoritmos genéticos multi-objetivos. Foi mostrado que um AMSC pode controlar eficazmente as respostas dinâmicas e reduzir o efeito de batimento ou *pounding* entre edifícios adjacentes submetidos a excitações sísmicas, em comparação com um AMS tradicional implementado em cada edificação.

Pérez *et al.* (2014) estudaram o comportamento de duas estruturas ligadas por amortecedores passivos e trabalhando em conjunto com sistemas de controle *feedback* locais implementados em cada estrutura. Esses sistemas de controle *feedback* foram projetados e operados de forma independente utilizando dispositivos ativos, com capacidade de atuação limitada em relação à força nos atuadores. Foram utilizadas edificações vizinhas com diferentes alturas e diferentes propriedades mecânicas, as quais foram modeladas como sistemas discretos de massas concentradas a nível de cada pavimento, assumindo as vigas infinitamente rígidas e que o deslocamento relativo entre dois andares subsequentes é suportado pela deformação dos pilares e considerando nula a rotação na junção viga-pilar. A principal conclusão foi que o sistema de ligação passiva não teve nenhum efeito adverso sobre o desempenho dos sistemas de controle ativo. Igualmente, comprovou-se que ao juntar os dois sistemas de controle, houve um aumento no que respeita à proteção sísmica.

Bigdeli *et al.* (2015) apresentaram uma nova abordagem de otimização de dois níveis ou binível na qual obtém-se as propriedades mecânicas dos amortecedores assim como a

posição ideal entre as duas edificações vizinhas adjacentes. Para tal fim, parte-se da hipótese de que os amortecedores têm diferentes coeficientes de amortecimento e diferentes posições e que a busca dos valores ideais para esses parâmetros é feita através da solução de um problema de otimização n -dimensional, onde a informação derivada da função objetivo não está disponível. Três diferentes métodos de não-gradiente foram comparados com a metodologia proposta: Algoritmos Genéticos (*Genetic Algorithm* – GA), o algoritmo de Busca Direta de Malha Adaptativa (*Mesh Adaptive Direct Search* – MADS) e o algoritmo Aproximado de Amostragem Gradiente Robusta (*Robust Approximate Gradient Sampling* – RAGS). Os resultados mostraram um grande aumento na eficiência da otimização, bem como a existência de um limite para o número de amortecedores inseridos e das propriedades mecânicas deles.

Tubaldi (2015) apresentou uma metodologia de análise de estruturas acopladas utilizando análises modais complexas. Para tal fim, o autor utilizou modelos equivalentes de um grau de liberdade nos quais foram desenvolvidas as equações propostas. Um estudo paramétrico foi realizado para avaliar a influência das propriedades mecânicas de cada edificação e do sistema de conexão sobre as propriedades dinâmicas do sistema. A principal conclusão foi que o modelo analítico proposto é eficaz no fornecimento de informações úteis para a avaliação do desempenho do sistema acoplado assim como as informações preliminares de projeto.

2.3 Interação solo-estrutura

Na análise sísmica, a consideração da interação da estrutura com o solo circundante torna-se extremamente importante quando o solo não é muito rígido, já que durante um terremoto, a estrutura interage com o solo circundante impondo deformações nele. Estas interações alteram substancialmente a resposta da estrutura. Esse processo é conhecido como interação solo-estrutura (ISE). A ISE é simplesmente a consideração na análise estrutural da ligação entre a estrutura, a fundação e o solo. O processo tem início juntamente com a fase inicial da construção e se estende até se obter uma situação de equilíbrio, isto é, quando as tensões e as deformações, tanto na estrutura como no solo, já estiverem estabilizadas.

Trabalhos pioneiros como Meyerhof (1953) e Chamecki (1955, 1956 e 1958) apresentaram as ideias preliminares para se levar em consideração a deformabilidade do solo e os efeitos decorrentes da interação que ocorre entre o solo e as estruturas. Eles apresentaram análises de rigidez relativa utilizando técnicas numéricas avançadas para sua época, assim como

a sequência construtiva e a verificação de recalques, com o intuito de avaliar o comportamento e desempenho do sistema estrutura-solo.

A partir desses estudos diversos modelos numéricos avançados, chamados de Métodos Diretos, têm sido propostos por vários pesquisadores nas últimas décadas (Luco e Westmann (1971); Veletsos e Wei (1971); Beredugo e Novak (1972); Novak e Sachs (1973); Kausel e Rosset (1975); Poulos (1975a, 1975b); Goshy (1978)) com o intuito de incluir os efeitos da ISE na análise sísmica de estruturas adotando metodologias baseadas em modelos de Winkler, método dos elementos finitos (MEF) e método dos elementos de contorno (MEC).

Pesquisas como as de Yazdchi *et al.* (1999), Khalili *et al.* (1999), Yerli *et al.* (2003), Almeida (2003), Soares (2004), Yan *et al.* (2004), Wegner *et al.* (2005), Antoniazzi (2011), Tabatabaiefar *et al.* (2013) e Bahia (2015) mostraram a eficácia dos métodos diretos no cálculo e verificação da influência da ISE nos esforços da edificação e nos recalques das fundações, recomendando que a ISE seja considerada juntamente com a sequência construtiva. Alguns autores fornecem ferramentas para análise de edifícios assentados sobre sapatas, capazes de avaliar os efeitos decorrentes da deformabilidade do maciço de solos nas peças da superestrutura e nos elementos estruturais de fundação.

Com os métodos diretos é possível modelar muitas condições complexas com alto grau de realismo incluindo comportamento tensão-deformação não linear, condição material não homogêneo, e alteração na geometria e assim por diante. No entanto, tais métodos rigorosos são complicados e demorados e, em alguns casos, não são adequados para uma análise prática do sistema estrutura-solo.

Como uma alternativa para essas técnicas avançadas, Bielak (1971), Veletsos e Wei (1971), Luco e Westman (1971), Jennings e Bielak (1973), Luco (1974), Veletsos e Meek (1974), Veletsos e Nair (1974), Gutierrez e Chopra (1978), Whitman e Bielak (1980), Novak e Hifnawy (1983), Wolf (1988) e Gazetas (1991) apresentaram métodos simplificados para resolver o problema dinâmico solo-estrutura cujas soluções são obtidas no domínio da frequência usando a transformada de Fourier. Esses métodos simplificados são computacionalmente mais eficientes do que os métodos diretos e a maioria das desvantagens destes últimos são corrigidas.

Nesses métodos as edificações são modeladas como sistemas de pórticos planos (*shear building*) apoiadas sobre sapatas rígidas e o meio de fundação é considerado um semi-espaço elástico homogêneo e isotrópico representado por funções complexas dependentes da

frequência de excitação. Assume-se que o movimento do solo devido à excitação sísmica introduz dois movimentos na edificação: deslocamento horizontal e de balanço. Essas grandezas adicionais fazem com que, além da equação de equilíbrio da estrutura, duas equações adicionais devam ser satisfeitas para cada estrutura. Os autores fornecem diversas tabelas e gráficos para o cálculo das funções complexas e as quais foram aproximadas de análises elastoplásticas utilizando os modelos diretos.

Segundo Wolf (1988) a análise no domínio da frequência só é capaz de lidar com respostas lineares e não é popular entre os engenheiros estruturais que preferem uma análise no domínio do tempo na estimativa das respostas. Em resposta a essa situação, Gazetas (1991), Meek e Wolf (1991), Wolf (1994) e Avilés e Pérez-Rocha (1996, 1998) apresentaram uma metodologia de análise no domínio do tempo simulando o solo por meio de um modelo discreto de molas e amortecedores nas três direções ortogonais, cujos coeficientes são chamados de impedância e representam a rigidez e a capacidade de dissipação de energia do solo respectivamente. Este modelo foi adotado neste trabalho. A seguir, apresenta-se uma breve revisão dos trabalhos que foram utilizados como referência e nos quais utilizaram este modelo simplificado.

Mulliken e Karabalis (1998) proporcionaram um modelo discreto para prever a interação dinâmica do solo entre duas sapatas rígidas superficiais. O solo é considerado um semi-espaço homogêneo, isotrópico, elástico linear e as sapatas elementos rígidos sem massa. A interação solo – fundação se consegue utilizando molas e amortecedores que não dependem da frequência da excitação e da massa da fundação. A análise dinâmica do sistema acoplado resultante foi realizada no domínio do tempo utilizando uma modificação apropriada do método de Wilson – θ . Esta pesquisa demonstrou a simplicidade de usar o modelo discreto proposto para resolver os sistemas complexos e a possível importância de considerar o fenômeno da interação dinâmica solo–fundação nos projetos estruturais.

Shiming e Gang (1998) apresentaram as equações da interação estrutura – fundação – solo em modelos tridimensionais considerando dois tipos de fundações: superficiais (sapatas) e profundas (pilotes). A fim de provar a efetividade das equações propostas, foram feitos diversos modelos numéricos com diferentes tamanhos de fundações, tipos de solo e abalos sísmicos. Os resultados foram comparados com os obtidos para os mesmos modelos, mas apoiados sobre base fixa e mostram que as respostas considerando fundações superficiais e profundas variam consideravelmente, sendo o período natural das estruturas, os deslocamentos medidos no topo,

momentos de tombamento e as forças de cortante em cada pavimento as respostas que mais variaram em relação ao modelo apoiado sobre base fixa.

Wolf (1998) apresentou o modelo do cone como uma alternativa aos métodos rigorosos ou diretos considerando fundações superficiais e profundas, o qual pode ser resolvido no domínio do tempo. Com esse modelo é possível determinar mais facilmente a relação de interação força – deslocamento (rigidez dinâmica) de fundações e o movimento de entrada na base. Nesse modelo, a estrutura é simulada como um sistema discreto de massas concentradas e o solo é representado por meio de cones que contêm molas e amortecedores que vão restringir dois movimentos: translacionais e rotacionais. As propriedades mecânicas das molas e amortecedores são calculadas por meio dos coeficientes de impedância que dependem do tipo de fundação. O autor afirma que este modelo simplificado pode ser utilizado para resolver qualquer tipo de casos.

Stewart *et al.* (1999) apresentaram procedimentos de análise e técnicas de identificação para avaliar os efeitos da ISE na resposta sísmica de edificações. Os procedimentos de análise apresentados neste trabalho são semelhantes aos encontrados em algumas normas de construção de estruturas sísmo resistente, mas os autores acrescentaram às metodologias existentes a influência das condições do local, a profundidade da sapata e os coeficientes de impedância. Para mostrar a eficiência da metodologia proposta, utilizaram uma edificação real submetida ao terremoto de Northridge de 1994. Os autores ressaltam a importância de uma análise racional dos resultados obtidos já que erros potenciais na identificação devidos às perturbações nos dados do sismo podem levar a estrutura a uma resposta não linear.

Mikami e Sawada (2004) desenvolveram um sistema de identificação no domínio do tempo dos efeitos da interação solo – estrutura. Neste caso, os autores tentaram identificar de forma estável a rigidez do solo no domínio do tempo utilizando um filtro de Kalman estendido com um algoritmo de iteração local. O sistema da interação entre a estrutura e o solo foi modelado por um sistema de três graus de liberdade, sendo um para a superestrutura e dois para o solo. Os resultados mostraram a eficácia da metodologia na identificação de parâmetros da ISE que influenciam no comportamento da estrutura.

Ambrosini (2006) quantificou o efeito do amortecimento do solo sobre as variáveis de projeto mais importantes na resposta sísmica de edificações com fundações superficiais retangulares mediante simulações numéricas. O modelo físico da estrutura adotado baseia-se numa formulação geral de vigas de parede fina de Vlasov, a qual foi modificada para incluir os

efeitos de flexibilidade horizontal e da inercia rotacional devido à interação com o solo. O solo foi modelado como um sistema discreto de massa, molas e amortecedores que representa em semi-espaço homogêneo, isotrópico e linear. Como carga sísmica utilizaram-se registros de acelerações medidos em diferentes locais. Os resultados obtidos levam a uma avaliação indireta da importância de dissipação de energia devida ao amortecimento do solo em comparação com a dissipação devida ao amortecimento de radiação de onda.

Fernández e Avilés (2008) desenvolveram um modelo numérico para estimar a resposta dinâmica de estruturas com baixa rigidez lateral, principalmente no primeiro pavimento, e apoiadas sobre solos moles. O objetivo deste trabalho foi apresentar a vulnerabilidade deste tipo de estruturas quando submetidas a sismos de grande intensidade. O modelo é considerado elástico e leva em consideração o aumento do período natural devido à flexibilidade do solo, assim como o incremento no amortecimento devido à dissipação de energia por radiação de ondas no solo. Foi utilizada a técnica das molas e amortecedores equivalentes para calcular os efeitos da ISE, mas no domínio da frequência. Os autores concluíram que, ao considerar a ISE, a flexibilidade lateral da estrutura aumenta consideravelmente devido à baixa rigidez no primeiro pavimento da edificação.

Spyrakos et al. (2009) pesquisaram os efeitos da ISE nas respostas dinâmicas de uma estrutura com isolamento de base. As equações do movimento foram formuladas no domínio da frequência, assumindo a rigidez do solo independente da frequência e amortecimento constante. Um sistema de base fixa equivalente que abrange as propriedades mecânicas do solo e as características do sistema de isolamento de base foi desenvolvido. Os autores mostraram uma metodologia que pode servir como um meio para avaliar o uso eficaz de isolamento de base em estruturas trabalhando em conjunto com a ISE. Ao comparar os resultados de três casos, sistema sobre base fixa com e sem isolamento e considerando os efeitos da ISE, a principal conclusão é que a ISE influencia significativamente nas propriedades modais do sistema, especificamente para o caso de estruturas com isolamento na base.

Naserkhaki *et al.* (2012) apresentaram um estudo numérico da influência interação solo-estrutura (ISE) e estrutura-solo-estrutura (IESE) na resposta dinâmica de duas estruturas esbeltas durante um evento sísmico. As edificações foram modeladas como pórticos planos (*shear building*) e o solo foi simulado como um modelo discreto representando um semi-espaço homogêneo viscoelástico. Foram considerados três tipos de solo: mole, semirrígido e rígido. As equações do movimento da edificação sobre base fixa e base flexível (ISE e IESE) são desenvolvidas por meio de um procedimento analítico e resolvidas numericamente. Os autores

comprovaram mediante os modelos numéricos que a consideração do solo provoca mudanças na distribuição das respostas ao longo da altura dos edifícios e, ao não serem levados em consideração, podem causar efeitos prejudiciais sobre os edifícios. Ao mesmo tempo, verificou-se que os solos moles mudam significativamente as respostas dinâmicas das edificações e que, para solos rígidos, os efeitos da interação entre o solo e a estrutura podem ser desprezados.

Clouteau *et al.* (2013) apresentaram os desenvolvimentos no campo de problemas de interação estrutura-ambiente, onde o ambiente é um corpo elástico, possivelmente ilimitado. Abrangem, em particular, os campos de interação solo-estrutura, o ruído produzido pelo ambiente e as vibrações emitidas pelos sistemas de transporte e de difração de onda por obstáculos em um meio elástico. São apresentadas as formulações matemáticas para cada campo nas faixas lineares e não lineares.

Mahmoud *et al.* (2013) investigaram o efeito do martelamento de duas edificações vizinhas, da mesma altura e com separação insuficiente entre elas, devido à excitação sísmica no regime não linear. Os autores levam em consideração os efeitos da interação estrutura-solo-estrutura, ou seja, eles acoplam as duas estruturas por meio do solo circundante. As edificações vizinhas foram modeladas como sistemas discretos de massa concentrada com a mesma altura, mas com propriedades mecânicas diferentes. Para o solo foi utilizado o método das molas e amortecedores equivalentes, considerando apenas os efeitos inerciais e não os cinemáticos. Foram considerados vários terremotos com diferentes picos de aceleração efetiva e medidos em locais com diversos tipos de solo. Os resultados das simulações numéricas, sob a forma das respostas não-lineares estruturais, bem como os históricos no tempo da energia dissipada durante o batimento, são apresentados neste trabalho. Verificaram que a flexibilidade do solo diminui os deslocamentos máximos das edificações, as forças de impacto e a energias do impacto durante o sismo. As acelerações aumentaram em cada pavimento.

Halkude *et al.* (2014) pesquisaram o efeito da flexibilidade do solo no desempenho sísmico de uma edificação espacial de concreto armado utilizando os métodos diretos (método dos elementos finitos - MEF) e o método das molas e amortecedores equivalentes (método discreto). No modelo discreto, foram utilizados os coeficientes de impedância propostos por Gazetas (1991) para o cálculo das propriedades mecânicas das três molas e dos três amortecedores. Foram utilizados três tipos de solo: mole, semirrígido e rígido. A análise dinâmica foi realizada utilizando um espectro de resposta. Comprovou-se que a ISE afeta significativamente o período natural da edificação, a força cortante na base e os momentos de tombamento. Concluem que o MEF provou ser mais eficaz no cálculo das respostas, já que o

método discreto subestima os valores das respostas dinâmicas, sendo mais notório quando se considerou a edificação apoiada sobre solo mole. Finalmente, os autores recomendam que o método discreto pode-se utilizar quando as edificações se apoiam sobre solo semirrígidos ou rígidos. Já para solos moles, recomendam usar o MEF.

Ahmadi *et al.* (2015) avaliaram a importância do amortecimento do solo na resposta sísmica de edificações de múltiplos graus de liberdade. Para tal fim, trabalharam com uma estrutura reduzida a um pórtico plano e o solo por baixo da fundação foi simulado com base no modelo de cone proposto por Wolf (1998). No modelo do solo foram considerados apenas os efeitos inerciais e não os cinemáticos. Os resultados demonstram que à medida que o número de andares aumenta, os efeitos de amortecimento do solo sobre as respostas tornam-se mais pronunciada. Por outro lado, no caso de estruturas esbeltas e com elevada ductilidade estrutural, os efeitos do amortecimento do solo sobressaem em comparação com o amortecimento produto da radiação de ondas. Finalmente, o deslocamento máximo no topo da estrutura é o mais afetado devido ao amortecimento do solo, sendo os mais importantes a serem avaliados.

Xiong *et al.* (2016) fizeram uma verificação numérica-experimental da alteração do período fundamental das estruturas devido aos efeitos da ISE. Um total de 34 cenários, variando a rigidez e a massa global da estrutura, foi examinado nos ensaios experimentais e as simulações numéricas. Em cada cenário o período natural da estrutura foi determinado sob condições de base fixa e base flexível. Para o cálculo desses períodos, tanto nos ensaios experimentais como nos modelos numéricos, foi utilizado o método proposto por Luco (2013) usando a formula de Dunkerley. Os autores compararam os resultados obtidos com os calculados usando as formulações de Jennings e Bielak (1973) e Veletsos e Meek (1974) e concluem que a formulação de Luco (2013) poderia ser útil nas futuras revisões de normas sísmo-resistentes para o cálculo do período fundamental considerando a ISE.

3 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA

Neste capítulo se apresenta a formulação matemática utilizada neste trabalho com o intuito de ter uma visão mais geral sobre a técnica do acoplamento estrutural, assim como da interação solo – estrutura (ISE). Nessa formulação, as estruturas adjacentes são consideradas como pórticos planos e supõe-se que o movimento no solo é o mesmo em todos os suportes das mesmas. Do mesmo modo, assume-se que a separação das estruturas é tal que permita a instalação de algum elemento de conexão entre elas. No entanto, ressalta-se que o valor dessa separação não é considerado na formulação matemática.

3.1 Modelos acoplados considerando base fixa

Na Figura 3.1, observam-se dois pórticos planos, a estrutura 1 com $n+m$ pavimentos e a estrutura 2 com n pavimentos. Cada uma dessas edificações tem massa, rigidez e propriedades de amortecimento conhecidos m_i^j , k_i^j , c_i^j , onde i indica o número de pavimento e j o número da edificação. A estratégia de controle de acoplamento passivo envolve a colocação de molas e amortecedores entre as duas edificações, cujas propriedades mecânicas são k_n^3 e c_n^3 , onde n indica a posição desses elementos.

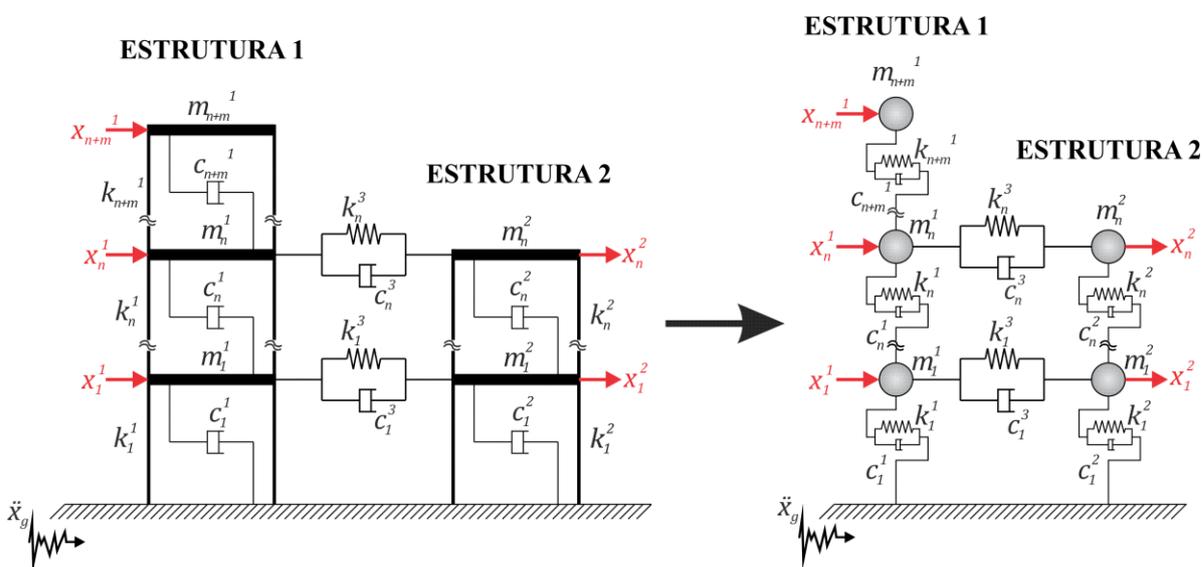


Figura 3.1 – Sistema acoplado de múltiplos graus de liberdade.

Na figura anterior, $x_{n+m}^1(t)$ e $x_n^2(t)$ são os deslocamentos das duas edificações vizinhas no domínio do tempo. Logo, diz-se que $\dot{x}_{n+m}^1(t)$, $\dot{x}_n^2(t)$, $\ddot{x}_{n+m}^1(t)$ e $\ddot{x}_n^2(t)$ são as velocidades e

acelerações dessas edificações, respectivamente. Para obter a equação do movimento do sistema acoplado, trabalha-se sobre o diagrama de corpo livre das edificações mostrado na Figura 3.2.

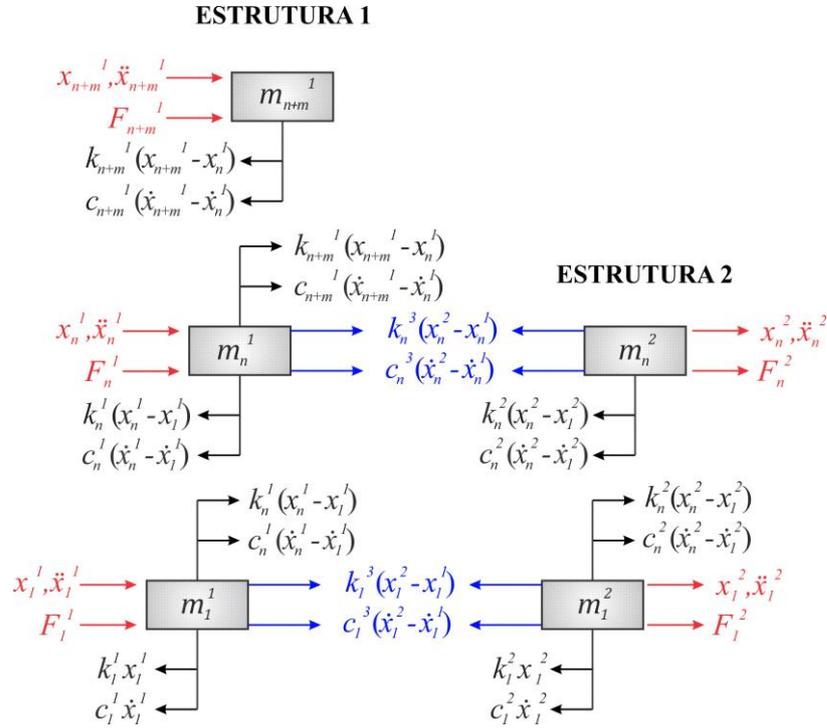


Figura 3.2 – Diagrama de corpo livre das edificações vizinhas.

A aplicação da segunda lei do movimento de Newton a cada uma das massas da Figura anterior dá as seguintes equações do movimento:

$$m_1^1 \ddot{x}_1^1 + (c_1^1 + c_n^1 + c_1^3) \dot{x}_1^1 - c_n^1 \dot{x}_n^1 - c_1^3 \dot{x}_n^2 + (k_1^1 + k_n^1 + k_1^3) x_1^1 - k_n^1 x_n^1 - k_1^3 x_n^2 = F_1^1 \quad (3.1)$$

$$m_n^1 \ddot{x}_n^1 + (c_n^1 + c_{n+m}^1 + c_n^3) \dot{x}_n^1 - c_n^1 \dot{x}_1^1 - c_{n+m}^1 \dot{x}_{n+m}^1 - c_n^3 \dot{x}_n^2 + (k_n^1 + k_{n+m}^1 + k_n^3) x_n^1 - k_n^1 x_1^1 - k_{n+m}^1 x_{n+m}^1 - k_n^3 x_n^2 = F_2^1 \quad (3.2)$$

$$m_{n+m}^1 \ddot{x}_{n+m}^1 + c_{n+m}^1 \dot{x}_{n+m}^1 - c_{n+m}^1 \dot{x}_n^1 + k_{n+m}^1 x_{n+m}^1 - k_{n+m}^1 x_n^1 = F_{n+m}^1 \quad (3.3)$$

$$m_1^2 \ddot{x}_1^2 + (c_1^2 + c_n^2 + c_1^3) \dot{x}_1^2 - c_n^2 \dot{x}_n^2 - c_1^3 \dot{x}_n^1 + (k_1^2 + k_n^2 + k_1^3) x_1^2 - k_n^2 x_n^2 - k_1^3 x_n^1 = F_1^2 \quad (3.4)$$

$$m_n^2 \ddot{x}_n^2 + (c_n^2 + c_n^3) \dot{x}_n^2 - c_n^2 \dot{x}_1^2 - c_n^3 \dot{x}_n^1 + (k_n^2 + k_n^3) x_n^2 - k_n^2 x_1^2 - k_n^3 x_n^1 = F_n^2 \quad (3.5)$$

Observa-se nas equações (3.1) a (3.3) que há termos que envolvem x_n^2 , ao passo que as equações (3.4) e (3.5) contém termos que envolvem x_{n+m}^1 . Por conseguinte, essas equações representam um sistema de $(n+m) + (n)$ equações diferenciais de segunda ordem acopladas. Essas equações podem ser escritas na forma de matriz como:

$$\mathbf{M}_{ee} \ddot{\mathbf{x}}_{ee}(t) + \mathbf{C}_{ee} \dot{\mathbf{x}}_{ee}(t) + \mathbf{K}_{ee} \mathbf{x}_{ee}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (3.6)$$

onde \mathbf{M}_{ee} , \mathbf{C}_{ee} e \mathbf{K}_{ee} são respectivamente as matrizes massa, amortecimento e rigidez do sistema acoplado; $\mathbf{x}_{ee}(t)$, $\dot{\mathbf{x}}_{ee}(t)$ $\ddot{\mathbf{x}}_{ee}(t)$ são os vetores que contém os deslocamentos, velocidades e acelerações das duas estruturas; $\mathbf{F}(t)$ é denominado o vetor de força externa. A seguir, apresentam-se as matrizes do sistema acoplado.

$$\mathbf{M}_{ee} = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_{(n+m,n+m)}^1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_{(n,n)}^2 \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

$$\mathbf{m}_{(n+m,n+m)}^1 = \begin{bmatrix} m_1^1 & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & m_n^1 & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & m_{n+m}^1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{m}_{(n,n)}^2 = \begin{bmatrix} m_1^2 & & & \\ & \ddots & & \\ & & & m_n^2 \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

$$\mathbf{K}_{ee} = \mathbf{K} + \mathbf{K}^3 = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{(n+m,n+m)}^1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_{(n,n)}^2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{(n+m,n+m)}^3 & -\mathbf{k}_{(n+m,n)}^3 \\ -\mathbf{k}_{(n,n+m)}^3 & \mathbf{k}_{(n,n)}^3 \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

$$\mathbf{k}_{(n+m,n+m)}^1 = \begin{bmatrix} k_1^1 + k_2^1 & -k_2^1 & & & \\ -k_2^1 & k_2^1 + k_3^1 & -k_3^1 & & \\ & -k_3^1 & \ddots & & \\ & & & -k_n^1 & k_n^1 + k_{n+m}^1 & -k_{n+m}^1 \\ & & & & -k_{n+m}^1 & k_{n+m}^1 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

$$\mathbf{k}_{(n,n)}^2 = \begin{bmatrix} k_1^2 + k_2^2 & -k_2^2 & & & \\ -k_2^2 & k_2^2 + k_3^2 & -k_3^2 & & \\ & -k_3^2 & \ddots & & \\ & & & k_{n-1}^2 + k_n^2 & -k_n^2 \\ & & & -k_n^2 & k_n^2 \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

$$\mathbf{k}_{(n+m,n+m)}^3 = \begin{bmatrix} k_1^3 & & & \\ & \ddots & & \\ & & k_n^3 & \\ & & & \ddots \\ & & & & 0 \end{bmatrix}, \mathbf{k}_{(n,n)}^3 = \begin{bmatrix} k_1^3 & & \\ & \ddots & \\ & & k_n^3 \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

$$\mathbf{k}_{(n,n+m)}^3 = \begin{bmatrix} k_1^3 & & \dots & 0 \\ & \ddots & & \dots & 0 \\ & & k_n^3 & \dots & 0 \end{bmatrix}, \mathbf{k}_{(n+m,n)}^3 = [\mathbf{k}_{(n,n+m)}^3]^T \quad (3.13)$$

$$\mathbf{C}_{ee} = \mathbf{C} + \mathbf{C}^3 = \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{(n+m,n+m)}^1 & 0 \\ 0 & \mathbf{c}_{(n,n)}^2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{(n+m,n+m)}^3 & -\mathbf{c}_{(n+m,n)}^3 \\ -\mathbf{c}_{(n,n+m)}^3 & \mathbf{c}_{(n,n)}^3 \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

$$\mathbf{c}_{(n+m,n+m)}^1 = \begin{bmatrix} c_1^1 + c_2^1 & -c_2^1 & & & & \\ -c_2^1 & c_2^1 + c_3^1 & -c_3^1 & & & \\ & -c_3^1 & \ddots & & & \\ & & & -c_n^1 & c_n^1 + c_{n+m}^1 & -c_{n+m}^1 \\ & & & & -c_{n+m}^1 & c_{n+m}^1 \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

$$\mathbf{c}_{(n,n)}^2 = \begin{bmatrix} c_1^2 + c_2^2 & -c_2^2 & & & & \\ -c_2^2 & c_2^2 + c_3^2 & -c_3^2 & & & \\ & -c_3^2 & \ddots & & & \\ & & & c_{n-1}^2 + c_n^2 & -c_n^2 & \\ & & & -c_n^2 & c_n^2 & \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

$$\mathbf{c}_{(n+m,n+m)}^3 = \begin{bmatrix} c_1^3 & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & c_n^3 & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & 0 \end{bmatrix}, \mathbf{c}_{(n,n)}^3 = \begin{bmatrix} c_1^3 & & \\ & \ddots & \\ & & c_n^3 \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

$$\mathbf{c}_{(n,n+m)}^3 = \begin{bmatrix} c_1^3 & & \dots & 0 \\ & \ddots & & \dots & 0 \\ & & c_n^3 & \dots & 0 \end{bmatrix}, \mathbf{c}_{(n+m,n)}^3 = [\mathbf{c}_{(n,n+m)}^3]^T \quad (3.18)$$

$$\begin{aligned}
\mathbf{x}_{ee}(t) &= \left\{ x_1^1 \quad \cdots \quad x_{n+m}^1 \quad x_1^2 \quad \cdots \quad x_n^2 \right\}^T \\
\dot{\mathbf{x}}_{ee}(t) &= \left\{ \dot{x}_1^1 \quad \cdots \quad \dot{x}_{n+m}^1 \quad \dot{x}_1^2 \quad \cdots \quad \dot{x}_n^2 \right\}^T \\
\ddot{\mathbf{x}}_{ee}(t) &= \left\{ \ddot{x}_1^1 \quad \cdots \quad \ddot{x}_{n+m}^1 \quad \ddot{x}_1^2 \quad \cdots \quad \ddot{x}_n^2 \right\}^T
\end{aligned} \tag{3.19}$$

$$\mathbf{F}(t) = \mathbf{T}_w \ddot{\mathbf{x}}_g(t) = -\mathbf{M}_{ee} \{\mathbf{1}\}_{n+m+n} \ddot{\mathbf{x}}_g(t) \tag{3.20}$$

As matrizes \mathbf{K}^3 e \mathbf{C}^3 das equações (3.9) e (3.14) contém os valores de rigidez e amortecimento do elemento de ligação. A partir da equação de segunda ordem (3.6), um modelo de espaço de estado de primeira ordem pode ser derivado (3.21) tomando como vetor de estado (3.22):

$$\begin{aligned}
\dot{\mathbf{z}}(t) &= \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{E}\ddot{\mathbf{x}}_g \\
\mathbf{A} &= \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}_{ee}^{-1}\mathbf{K}_{ee} & -\mathbf{M}_{ee}^{-1}\mathbf{C}_{ee} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{1} \end{bmatrix}
\end{aligned} \tag{3.21}$$

$$\mathbf{z}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{x}_{ee}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}_{ee}(t) \end{bmatrix} \tag{3.22}$$

onde, \mathbf{A} corresponde à matriz de estado do sistema, \mathbf{E} representa o vetor de perturbação e \mathbf{z} é o vetor de estado cujo número de elementos é igual ao número de variáveis independentes que são necessárias para descrever o estado de um sistema, isto é, $\mathbf{x}_{ee}(t)$, $\dot{\mathbf{x}}_{ee}(t)$. A solução da equação (3.21) tem a forma:

$$\mathbf{z}(t) = \Phi(t,0)\mathbf{z}(0) \tag{3.23}$$

onde Φ é a matriz de transição de estado para sistemas invariantes no tempo e as condições iniciais são dadas por $\mathbf{z}(0)$. Uma vez obtido o vetor de estado $\mathbf{z}(t)$, é possível obter as respostas das edificações acopladas em termos de deslocamento e velocidade relativa ao solo, assim como a aceleração absoluta das duas edificações usando as seguintes equações:

$$\begin{aligned}
\mathbf{y}(t) &= \mathbf{C}_y \mathbf{z}(t) \\
\mathbf{C}_y &= \begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}_{ee}^{-1}\mathbf{K}_{ee} & -\mathbf{M}_{ee}^{-1}\mathbf{C}_{ee} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{y}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{x}_{ee}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}_{ee}(t) \\ \ddot{\mathbf{x}}_{ee}(t) \end{bmatrix}
\end{aligned} \tag{3.24}$$

onde C_y é a matriz de saída do sistema. Finalmente, pode-se dizer que o modelo de espaço de estado contínuo no tempo é dado pela combinação das equações (3.21) e (3.24).

3.2 Interação dinâmica solo–estrutura

O efeito da interação dinâmica da estrutura com o solo depende das propriedades de rigidez e de massa da estrutura, da rigidez do solo e das características de amortecimento de ambos. Esse processo é conhecido como a interação solo-estrutura e apresenta, em geral, os seguintes efeitos básicos (Wolf, 1988):

- Diminuição dos efeitos de ressonância entre a estrutura e o solo.
- Dissipação parcial da energia de vibração da estrutura através da radiação no solo;
- Modificação do movimento do solo de fundação produto do movimento do solo livre;
- Filtragem das altas frequências da excitação.

A interação dinâmica solo-estrutura consiste de duas interações, isto é, interação cinemática e interação inercial (Whitman e Bielak, 1980).

A interação cinemática pode ser explicada mediante as Figuras 3.3(a) e 3.3(b). Nessas figuras observa-se que sapata (ou fundação superficial) e a fundação profunda restringe o movimento vertical e horizontal do solo devido à sua rigidez à flexão. Como resultado do contato sapata–solo ou fundação–solo, a natureza do movimento do solo nas imediações e abaixo da fundação é alterada, fazendo com que o solo e o radier e a fundação apresentem movimentos diferenciados. Essa interação da fundação com o movimento do solo é chamada de interação cinemática.

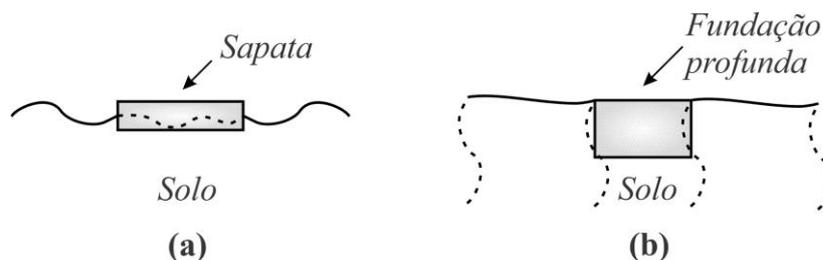


Figura 3.3 – Interação cinemática – (a) movimento vertical modificado; (b) movimento horizontal modificado.

A interação inercial é causada em parte pelas forças de inércia geradas na estrutura devido ao movimento das massas durante um evento sísmico. A inércia desenvolvida na estrutura, devido à sua própria vibração, dá origem a uma força cortante (V) e a um momento (M) na base, que por sua vez provocam deslocamentos (x_f) e um giro (θ_f) na fundação em relação ao campo livre (solo) como se observa na Figura 3.4. Esta interação é considerada o efeito mais importante no contato entre o solo e a estrutura já que afeta diretamente a flexibilidade do sistema e as propriedades dinâmicas da estrutura, tais como períodos e modos de vibração, além de introduzir amortecimento na fundação.

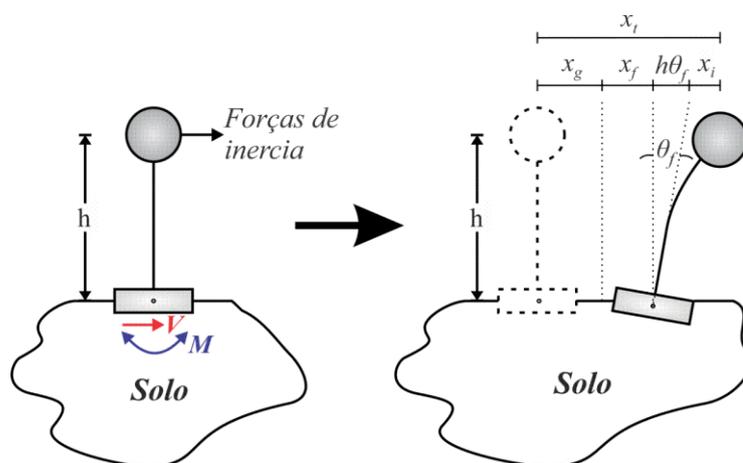


Figura 3.4 – Interação inercial.

O solo adjacente à fundação sofre a vibração produzida pelas forças de inércia. Essa energia se movimenta no solo sob a forma de ondas, as quais vão se dissipando assim que se introduzem no solo. Essa perda de energia é chamada de amortecimento por radiação do solo e é uma das características mais importantes dos efeitos inerciais. O amortecimento e rigidez associados ao solo podem ser obtidos usando as chamadas funções de impedância dependentes da frequência, as quais descrevem a flexibilidade do suporte da base.

Todos estes efeitos de interação entre o solo e a estrutura modificam, em alguns casos substancialmente, as respostas do sistema. Isso é conhecido como interação solo-estrutura. Segundo Wolf (1988), para a maioria das fundações a interação cinemática é pequena podendo ser desprezada nos cálculos numéricos. Como resultado, a interação solo-estrutura torna-se um problema de interação inercial.

Existem vários métodos para resolver esse tipo de problemas, sendo o Método Direto, o Método da Subestrutura e o Método das Molas e Amortecedores Equivalentes os mais utilizados. A seguir, esses métodos são brevemente explicados.

3.2.1 Método direto

No método direto, a estrutura, a fundação e o solo são modelados em conjunto utilizando o método dos elementos finitos (MEF), como se ilustra na Figura 3.5.

O movimento do solo é analisado como um movimento de campo livre sendo aplicado em todas as fronteiras do modelo. O domínio do solo é limitado por um contorno exterior fictício, o qual é colocado distante da estrutura para que não seja atingido pelas ondas geradas pela excitação sísmica na interface do solo com a estrutura. Neste método assume-se que a interação cinemática é insignificante e que as forças de inércia que atuam sobre a estrutura produzem vibrações na mesma, na interface fundação-solo e abaixo do solo.

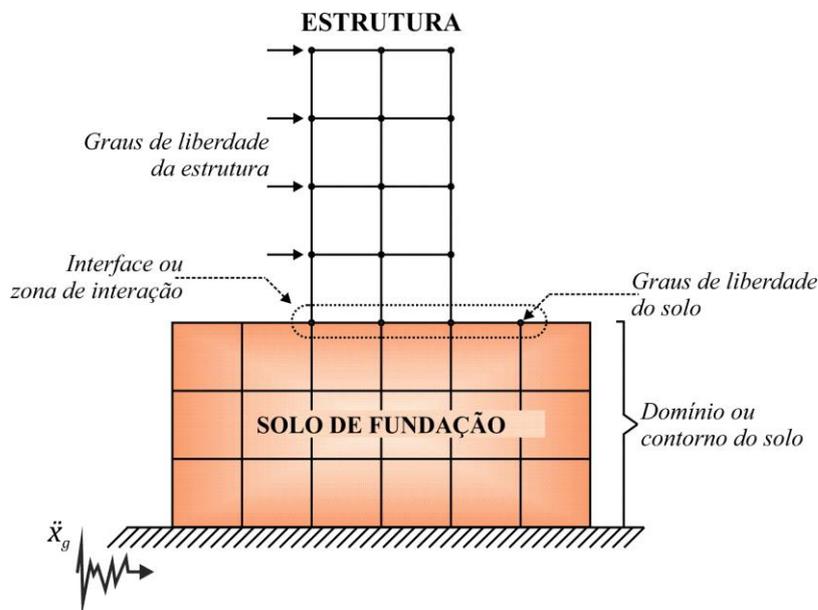


Figura 3.5 – Modelagem do sistema solo-estrutura utilizando MEF e domínios limitados para um modelo plano (Clough e Penzien, 2003).

A equação do movimento para este sistema tem a forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = -\mathbf{M}_s\ddot{\mathbf{I}}_g(t) \quad (3.25)$$

onde: \mathbf{M} , \mathbf{K} , \mathbf{C} representam a matriz de massa, rigidez e amortecimento do sistema solo-estrutura; \mathbf{M}_s é a matriz de massa da superestrutura; \mathbf{I} o vetor unitário utilizado na localização da excitação ou força externa; $\mathbf{x}(t)$ o vetor que contém os valores dos deslocamentos do sistema solo-estrutura; $\ddot{\mathbf{x}}_g(t)$ corresponde à aceleração do solo.

O solo de apoio do sistema da Figura 3.5 é considerado um material linear, isotrópico e homogêneo. É modelado como um conjunto de elementos retangulares com deformação plana e com dois graus de liberdade de translação em cada nó. Nos nós da interface ou zona de interação é necessário permitir, além das duas translações, uma rotação. Já a estrutura é representada por pórticos planos com três graus de liberdade por nó, duas translações e uma rotação. O problema pode ser resolvido, tanto no domínio do tempo como no domínio da frequência, utilizando histórico de acelerações de eventos reais ou espectros de resposta.

A maior desvantagem desse método está na adequada representação da matriz de amortecimento do sistema devido à diferença dos coeficientes de amortecimentos para os correspondentes graus de liberdade dos nós na zona de interação, isto é, as componentes do amortecimento estrutural e de amortecimento do solo. Muitas vezes a interface solo-estrutura é complexa, dificultando a sua modelagem e exigindo grande esforço computacional.

3.2.2 Método da subestrutura

O método da subestrutura é computacionalmente mais eficiente e a maioria das desvantagens do método direto são corrigidas. Neste método, o meio solo-fundação e a estrutura são representadas como dois modelos matemáticos independentes ou subestruturas. A ligação entre essas é fornecida pelas forças de interação agindo em sentidos opostos na interface das duas subestruturas. Os movimentos totais desenvolvidos na interface são a soma dos movimentos livres de campo na interface do solo, sem a estrutura adicional e os movimentos adicionais que resultam da interação conforme pode-se observar na Figura 3.6. O meio de fundação ou campo livre é considerado um meio elástico e representado por funções de impedância conhecidos. Essas funções de impedância são os principais parâmetros para utilizar o método da subestrutura.

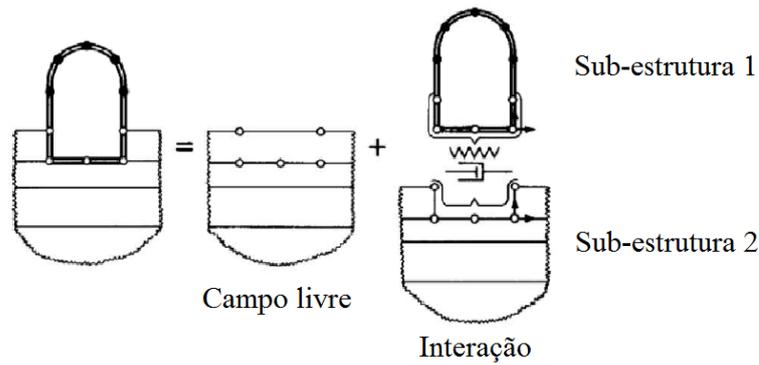


Figura 3.6 – Interação solo-estrutura utilizando o método da subestrutura (Wolf, 1988).

Apresenta-se a seguir a formulação matemática do método da subestrutura para sistemas de um e múltiplos graus de liberdade.

3.2.2.1 Sistema de um grau de liberdade

Supõe-se que a subestrutura 1 está ligada a uma placa (sapata) rígida sem massa de forma circular de raio r e que se apoia sobre um semi-espaço elástico homogêneo e isotrópico. A superestrutura (Subestrutura 1), que é modelada como um sistema de um grau de liberdade (1GL) conforme apresentado na Figura 3.7, com massa m e momento de inércia de massa I_m , com rigidez k e amortecimento $c = 2m\omega_n\xi$, induz duas forças na base, ou seja, uma força de corte horizontal V_b e um momento M_b .

Deste modo, devido à interação solo-estrutura, a base do sistema de 1GL sofrerá dois movimentos como se observa na Figura 3.7: uma translação total $x_g^t(t)$ dada pela equação (3.26) a qual será a soma do deslocamento do solo em campo livre $x_g(t)$ e o deslocamento da subestrutura 1 $x_g^I(t)$ causado pela ISE.

$$x_g^t(t) = x_g(t) + x_g^I(t) \quad (3.26)$$

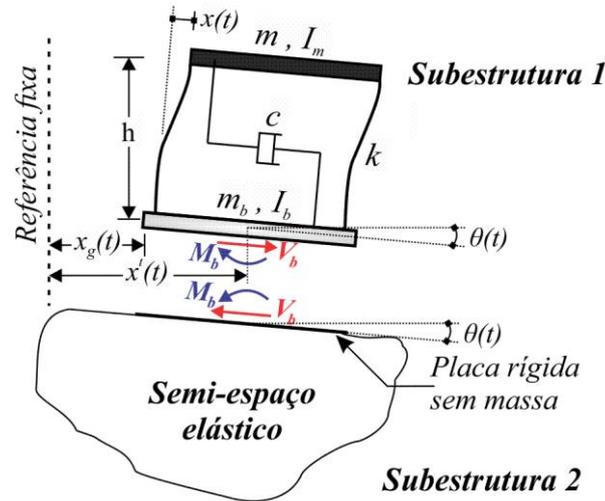


Figura 3.7 – Método da subestrutura para um sistema de 1GL (Clough e Penzien, 2003).

A equação do movimento do sistema da figura anterior pode ser escrita como:

$$m\ddot{x} + 2m\varpi\zeta\dot{x} + kx + mh\ddot{\theta}^I + m\ddot{x}_g^I + m\ddot{x}_g = 0 \quad (3.27)$$

onde: x representa o deslocamento da massa em relação à base; m , k , ϖ e ζ são a massa, a rigidez lateral, a frequência natural e a taxa de amortecimento da subestrutura 1; h corresponde à altura dos pilares; θ^I é a rotação na base causada pela ISE.

Considerando-se as equações de equilíbrio (3.28) e (3.29) da subestrutura 1 são obtidas as forças de interação V_b e M_b desenvolvidas na interface das subestruturas 1 e 2:

$$m\ddot{x} + mh\ddot{\theta}^I + (m + m_b)\ddot{x}_g^I + (m + m_b)\ddot{x}_g - V_b = 0 \quad (3.28)$$

$$mh\ddot{x} + (mh^2 + I_m + I_b)\ddot{\theta}^I + mh\ddot{x}_g^I + mh\ddot{x}_g - M_b = 0 \quad (3.29)$$

nas quais m_b e I_b são a massa e o momento de inércia de massa da base, respectivamente. As forças de interação V_b e M_b são determinadas considerando os movimentos da placa rígida ligada ao meio espaço elástico, isto é $x_g^I(t)$ e $\theta^I(t)$. As equações (3.27), (3.28) e (3.29) podem ser escritas no domínio da frequência, através da transformada de Fourier, como:

$$(-\omega^2 m + 2\omega\varpi\zeta m + k)x(\omega) - mh\omega^2\theta^I(\omega) - m\omega^2 x_g^I(\omega) + m\ddot{x}_g(\omega) = 0 \quad (3.30)$$

$$-m\omega^2 x(\omega) - mh\omega^2\theta^I(\omega) - (m + m_b)\omega^2 x_g^I(\omega) + (m + m_b)\ddot{x}_g(\omega) - V_b(\omega) = 0 \quad (3.31)$$

$$-mh\omega^2 x(\omega) - (I_m + I_{mb} + mh^2)\omega^2 \theta^I(\omega) - mh\omega^2 x_g^I(\omega) + mh\ddot{x}_g(\omega) - M_b(\omega) = 0 \quad (3.32)$$

onde $g(\omega)$ é a inversa da função de resposta em frequência de um sistema de um grau de liberdade. As funções de resposta em frequência de um sistema complexo constituem a rigidez dinâmica ou função de impedância.

Para o caso em análise, considera-se que a subestrutura 1 está ligada a uma placa (sapata) rígida sem massa de forma circular de raio r e a qual apoia-se sobre um semi-espaco elástico homogêneo isotrópico. Para esse tipo de problema, a rigidez dinâmica ou função de impedância é representada por uma matriz da forma:

$$\mathbf{G}_d(\omega) = \begin{bmatrix} G_{vv} & G_{v\theta} \\ G_{\theta v} & G_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

onde G_{vv} , $G_{v\theta}$, $G_{\theta v}$ e $G_{\theta\theta}$ são funções complexas de resposta de frequência. Essas funções têm partes reais e imaginárias na forma:

$$G(ia) = G^R(a) + iG^I(a) \quad (3.34)$$

na qual, R e I denotam parte real e imaginária respectivamente e representam a resistência do solo (rigidez) e de amortecimento (radiação); a é uma frequência adimensional dada pela seguinte equação:

$$a = \frac{r\omega}{V_s} \quad (3.35)$$

onde V_s é a velocidade de onda do solo e r o raio da fundação. As funções $G^R(a)$ e $G^I(a)$ são conhecidas e estão disponíveis na literatura, sendo os trabalhos mais destacados: Luco (1974), Gutierrez e Chopra (1975), Wong e Luco (1986) e Stewart *et al.* (1999). Para placas ou sapatas retangulares, expressões aproximadas para as funções de impedância podem ser encontradas a partir das expressões de placas circulares.

Note-se nas Equações (3.31) e (3.32) que $V_b(\omega)$ e $M_b(\omega)$ podem ser escritas em termos da matriz de impedância $\mathbf{G}_d(\omega)$. Assim, se faz um rearranjo das as equações (3.30), (3.31) e (3.32) dando como resultado a seguinte equação:

$$\mathbf{K}_g(\omega)\mathbf{d}(\omega) = \mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_g(\omega) \quad (3.36)$$

$$\mathbf{K}_g(\omega) = \begin{bmatrix} -\omega^2 m + 2i\omega\varpi\xi m + k & -\omega^2 m & -\omega^2 mh \\ -\omega^2 m & -\omega^2(m + m_b) + G_{vv}(\omega) & -\omega^2 mh + G_{v\theta}(\omega) \\ -\omega^2 mh & -\omega^2 mh + G_{v\theta}(\omega) & -\omega^2 \bar{I}_m + G_{\theta\theta}(\omega) \end{bmatrix} \quad (3.37)$$

$$\begin{aligned} \bar{I}_m &= I_m + I_{mb} + mh^2 \\ \mathbf{d}(\omega) &= \begin{Bmatrix} x \\ x_g^I \\ \theta^I \end{Bmatrix} \\ \mathbf{M} &= - \begin{Bmatrix} m \\ m + m_b \\ mh \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3.38)$$

sendo: $\mathbf{K}_g(\omega)$ a matriz de rigidez complexa no domínio da frequência do sistema solo-estrutura; $\ddot{\mathbf{x}}_g(\omega)$ a aceleração do solo no domínio da frequência; $\mathbf{d}(\omega)$ o vetor que contém as componentes de deslocamentos e giros em termos de frequências complexas.

Dada a transformada de Fourier da aceleração do sismo $\ddot{\mathbf{x}}_g(\omega)$ para cada uma das suas frequências, da Equação (3.36) obtém-se um vetor de resposta $\mathbf{d}(\omega)$. A transformada inversa de Fourier do vetor $\mathbf{d}(\omega)$ fornece as respostas no tempo para $x(t)$, $x_g^I(t)$ e $\theta^I(t)$.

3.2.2.2 Sistema de múltiplos graus de liberdade

No método da subestrutura com sistemas de múltiplos graus de liberdade, considera-se que a estrutura sofre excitação em todos os pontos de suporte como se observa na Figura 3.8. Esse sistema se caracteriza pela presença de uma componente quase-estática na resposta total dos diferentes graus de liberdade do sistema. A componente quase-estática da resposta é produto do movimento diferenciado dos suportes da estrutura (Chopra, 2001; Clough e Penzien, 2003). Este tipo de formulação é utilizado em estruturas de grande porte, como pontes, barragens, entre outras, onde os movimentos do campo livre em todos os pontos de contato da estrutura com o solo não são uniformes.

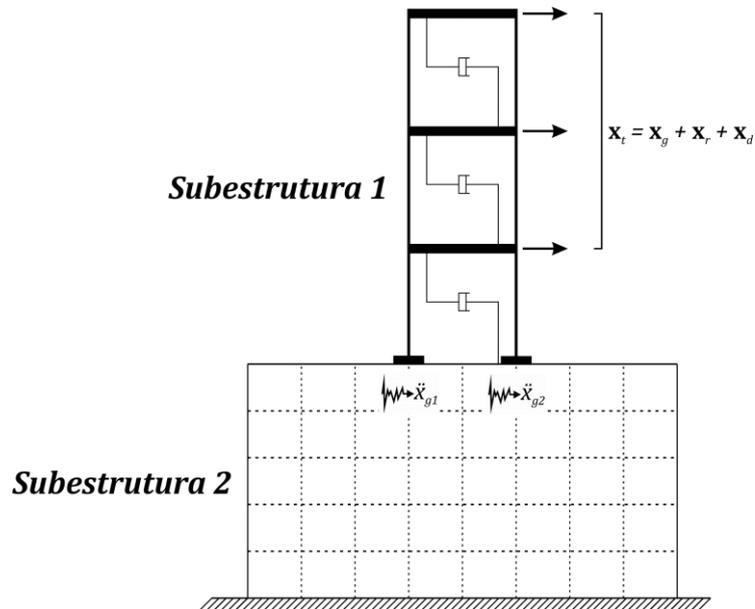


Figura 3.8 – Método da subestrutura para sistema de MGL.

O deslocamento total do sistema (\mathbf{x}_t) da Figura 3.8 pode ser escrito como a combinação de dois componentes quase-estáticos de deslocamento (\mathbf{x}_g e \mathbf{x}_r) e um deslocamento dinâmico (\mathbf{x}_d):

$$\mathbf{x}_t(t) = \mathbf{x}_g(t) + \mathbf{x}_r(t) + \mathbf{x}_d(t) \quad (3.39)$$

onde: $\mathbf{x}_t(t)$ é vetor que contém os deslocamentos totais ou absolutos do sistema medidos a partir de uma referência fixa; $\mathbf{x}_g(t)$ é o vetor dos deslocamentos produzidos em todos os graus de liberdade da estrutura (menos os pontos de apoios) devido aos deslocamentos dos suportes da estrutura; $\mathbf{x}_r(t)$ o vector dos deslocamentos nos apoios para manter a compatibilidade elástica entre a fundação e o solo; $\mathbf{x}_d(t)$ é o vetor de deslocamentos dinâmicos relativos produzidos em todos os graus de liberdade da estrutura (menos os pontos de apoios) devido à ação dos efeitos inerciais.

Os deslocamentos quase-estático envolvem apenas a rigidez do sistema estrutura – solo. O movimento relativo entre os suportes da estrutura devido às diferentes entradas de movimento produz forças elásticas na estrutura. Estas forças elásticas originam um conjunto de reações iguais e opostas na interface entre a base da estrutura e o solo. Essas reações iguais e opostas dão lugar a deformações na interface, induzindo assim deslocamentos compatíveis na estrutura e no solo. Do mesmo modo, as forças de inércia desenvolvidas nas massas associadas a cada grau de liberdade da estrutura induzem duas forças dinâmicas iguais e opostas na

interface fundação – solo. Novamente, os pares de forças dinâmicas provocam deslocamentos dinâmicos compatíveis na estrutura e no solo. Os deslocamentos dinâmicos no solo propagam-se no mesmo sob a forma de onda. Essa perda de energia é chamada de amortecimento por radiação.

Sendo assim, a equação do movimento do sistema da Figura 3.8 pode ser escrita como:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ee} & \mathbf{M}_{ef} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_{fe} & \mathbf{M}_{ff} & \mathbf{M}_{fs} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{sf} & \mathbf{M}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_t^e \\ \ddot{\mathbf{x}}_t^f \\ \ddot{\mathbf{x}}_t^s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ee} & \mathbf{C}_{ef} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{fe} & \mathbf{C}_{ff} & \mathbf{C}_{fs} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{sf} & \mathbf{C}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_t^e \\ \dot{\mathbf{x}}_t^f \\ \dot{\mathbf{x}}_t^s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ee} & \mathbf{K}_{ef} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{fe} & \mathbf{K}_{ff} & \mathbf{K}_{fs} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{sf} & \mathbf{K}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_t^e \\ \mathbf{x}_t^f \\ \mathbf{x}_t^s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{P}_t^f \\ \mathbf{P}_t^s \end{Bmatrix} \quad (3.40)$$

na qual os subscritos e, f, s indicam estrutura, fundação (base) e solo, respectivamente; $\mathbf{M}_{ee}, \mathbf{M}_{ss}, \mathbf{C}_{ee}, \mathbf{C}_{ss}, \mathbf{K}_{ee}$ e \mathbf{K}_{ss} são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura (subestrutura 1) e do solo (subestrutura 2); $\mathbf{M}_{ff}, \mathbf{C}_{ff}$ e \mathbf{K}_{ff} são a matriz de massa, amortecimento e rigidez dos graus de liberdade localizados entre a interface das subestruturas 1 e 2; \mathbf{P}_t^f é o vector das forças geradas nos graus de liberdade localizados entre a interface das subestruturas 1 e 2; \mathbf{P}_t^s e o vetor de forças que agem no solo ou subestrutura 2, sendo $\mathbf{P}_s^t = -\mathbf{P}_f^t$. A Equação (3.40) pode ser condensada e dividida para cada subestrutura mostrada na Figura 3.8. Sendo assim, o sistema de equações de movimento para as subestruturas 1 e 2 é indicada nas equações (3.41) e (3.42).

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ee} & \mathbf{M}_{ef} \\ \mathbf{M}_{fe} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_t^e \\ \ddot{\mathbf{x}}_t^f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ee} & \mathbf{C}_{ef} \\ \mathbf{C}_{fe} & \mathbf{C}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_t^e \\ \dot{\mathbf{x}}_t^f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ee} & \mathbf{K}_{ef} \\ \mathbf{K}_{fe} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_t^e \\ \mathbf{x}_t^f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{P}_t^f \end{Bmatrix} \quad (3.41)$$

$$\mathbf{M}_{ss}\ddot{\mathbf{x}}_t^s(t) + \mathbf{C}_{ss}\dot{\mathbf{x}}_t^s(t) + \mathbf{K}_{ss}\mathbf{x}_t^s(t) = \mathbf{P}_t^s \quad (3.42)$$

Com o intuito de calcular as componentes quase – estáticas das respostas, \mathbf{x}_g e \mathbf{x}_r , são considerados apenas os termos de rigidez da equação do movimento da subestrutura 1 (equação (3.41)).

Assuma-se que os vetores que contém as respostas quase – estáticas correspondentes aos graus de liberdade da estrutura (chamados de não apoiados) e da fundação (chamados de apoiados) devido ao movimento do campo livre (solo) são denotados por \mathbf{x}_g^e e \mathbf{x}_g^f , respectivamente. Do mesmo modo, o vetor que contém os deslocamentos quase – estáticos dos graus de liberdade não apoiados (estrutura) e apoiados (fundação) produto da compatibilidade de deslocamentos na interface solo – fundação podem ser denotados por \mathbf{x}_r^e e \mathbf{x}_r^f . Assim, o

equilíbrio de forças na interface entre a estrutura e a fundação, escrito no domínio da frequência, é dado pela seguinte equação:

$$\mathbf{K}_{fe}(\mathbf{x}_g^e(\omega) + \mathbf{x}_r^e(\omega)) + \mathbf{K}_{ff}(\mathbf{x}_g^f(\omega) + \mathbf{x}_r^f(\omega)) + \mathbf{G}_{ff}\mathbf{x}_r^f(\omega) = 0 \quad (3.43)$$

onde \mathbf{G}_{ff} é a matriz de impedância do solo correspondente aos graus de liberdade da interface estrutura – fundação, a qual se calcula usando a equação (3.34). A equação anterior permite obter as respostas quase – estáticas do sistema, sendo assim, a parte imaginária da matriz de impedância não é levada em consideração (Clough e Penzien, 2003). Simplificando a equação anterior, se tem:

$$\mathbf{K}_{fe}\mathbf{x}_r^e(\omega) + (\mathbf{G}_{ff} + \mathbf{K}_{ff})\mathbf{x}_r^f(\omega) = -\mathbf{K}_{fe}\mathbf{x}_g^e(\omega) - \mathbf{K}_{ff}\mathbf{x}_g^f(\omega) = -\mathbf{P}_f(\omega) \quad (3.44)$$

Para utilizar a equação anterior torna-se necessário calcular os deslocamentos quase – estáticos correspondentes aos graus de liberdade da estrutura ou graus de liberdade não apoiados $\mathbf{x}_g^e(\omega)$. Para tal fim, considera-se apenas os termos de rigidez da equação (3.41):

$$\mathbf{K}_{ee}\mathbf{x}_g^e(\omega) - \mathbf{K}_{ef}\mathbf{x}_g^f(\omega) = \mathbf{0} \quad (3.45)$$

$$\mathbf{x}_g^e(\omega) = -\mathbf{K}_{ee}^{-1}\mathbf{K}_{ef}\mathbf{x}_g^f(\omega) = -\mathbf{K}_{ee}^{-1}\mathbf{K}_{ef}\mathbf{x}_g(\omega) = \mathbf{x}_g^e(\omega) = \frac{1}{\omega^2}\mathbf{K}_{ee}^{-1}\mathbf{K}_{ef}\ddot{\mathbf{x}}_g(\omega) \quad (3.46)$$

Calculados os deslocamentos quase – estáticos $\mathbf{x}_g^e(\omega)$ e substituindo esses valores (equação (3.41)) na expressão do lado direito da Equação (3.44), obtém-se a expressão para calcular o vetor $\mathbf{P}_f(\omega)$:

$$\mathbf{P}_f(\omega) = -\frac{1}{\omega^2}(\mathbf{K}_{ff} - \mathbf{K}_{fe}\mathbf{K}_{ee}^{-1}\mathbf{K}_{ef})\ddot{\mathbf{x}}_g(\omega) \quad (3.47)$$

Do mesmo modo, considera-se agora apenas os deslocamentos quase – estáticos dos graus de liberdade da estrutura \mathbf{x}_r^e (chamados de não apoiados) e da fundação \mathbf{x}_r^f (chamados de apoiados) produto da compatibilidade de deslocamentos na interface solo – fundação, tem-se:

$$\mathbf{K}_{ee}\mathbf{x}_r^e(\omega) - \mathbf{K}_{ef}\mathbf{x}_r^f(\omega) = \mathbf{0} \quad (3.48)$$

Substituindo a Equação (3.48) no lado esquerdo da Equação (3.44) e considerando que não há um conjunto de forças externas agindo sobre a estrutura, obtém-se uma equação para o cálculo do vector dos deslocamentos nos apoios para manter a compatibilidade elástica entre a fundação e o solo $\mathbf{x}_r(\omega)$, a qual é a seguinte:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ee} & \mathbf{K}_{ef} \\ \mathbf{K}_{fe} & \mathbf{K}_{ff} + \mathbf{G}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_r^e(\omega) \\ \mathbf{x}_r^f(\omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{P}_f(\omega) \end{Bmatrix} \quad (3.49)$$

Calculados $\mathbf{x}_r(\omega)$ aplica-se a transformada inversa de Fourier para obter os valores dos deslocamentos no domínio do tempo $\mathbf{x}_r(t)$.

A seguir, calculam-se os deslocamentos dinâmicos relativos produzidos em todos os graus de liberdade da estrutura (menos os pontos de apoios) devido às forças inerciais $\mathbf{x}_d(t)$ e os deslocamentos totais $\mathbf{x}_t(t)$. Para tal fim, utilizam-se os deslocamentos $\mathbf{x}_g(t)$ e $\mathbf{x}_r(t)$ calculados previamente. Esses resultados são utilizados para calcular os vetores \mathbf{x}_t e \mathbf{x}_d , para o qual é necessário reescrever a Equação (3.39) tal que:

$$\mathbf{x}_t(t) = \mathbf{x}_a(t) + \mathbf{x}_d(t) \quad (3.50)$$

$$\mathbf{x}_a(t) = \mathbf{x}_g(t) + \mathbf{x}_r(t) \quad (3.51)$$

$$\mathbf{x}_a^e(t) = \mathbf{x}_g^e(t) + \mathbf{x}_r^e(t) \quad (3.52)$$

$$\mathbf{x}_a^f(t) = \mathbf{x}_g^f(t) + \mathbf{x}_r^f(t) \quad (3.53)$$

Substituindo as Equações (3.50) a (3.53) em (3.41), obtém-se a seguinte equação:

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ee} & \mathbf{M}_{ef} \\ \mathbf{M}_{fe} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_d^e \\ \ddot{\mathbf{x}}_d^f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ee} & \mathbf{C}_{ef} \\ \mathbf{C}_{fe} & \mathbf{C}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_d^e \\ \dot{\mathbf{x}}_d^f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ee} & \mathbf{K}_{ef} \\ \mathbf{K}_{fe} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_d^e \\ \mathbf{x}_d^f \end{Bmatrix} = \\ & - \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ee} & \mathbf{M}_{ef} \\ \mathbf{M}_{fe} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_a^e \\ \ddot{\mathbf{x}}_a^f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ee} & \mathbf{C}_{ef} \\ \mathbf{C}_{fe} & \mathbf{C}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_a^e \\ \dot{\mathbf{x}}_a^f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ee} & \mathbf{K}_{ef} \\ \mathbf{K}_{fe} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_a^e \\ \mathbf{x}_a^f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{P}_t^f \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3.54)$$

Na equação anterior, os termos de amortecimento no lado direito dessa equação contribuem muito pouco no amortecimento das repostas das estruturas ($\xi < 0.1$), sendo desconsiderados nas análises. Levando em consideração esse fato e usando as Equações (3.43) e (3.54) e transformando no domínio da frequência tem-se:

$$\left\{ -\omega^2 \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ee} & \mathbf{M}_{ef} \\ \mathbf{M}_{fe} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ee} & \mathbf{C}_{ef} \\ \mathbf{C}_{fe} & \mathbf{C}_{ff} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ee} & \mathbf{K}_{ef} \\ \mathbf{K}_{fe} & \mathbf{K}_{ff} \end{bmatrix} \right\} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_d^e(\omega) \\ \mathbf{x}_d^f(\omega) \end{Bmatrix} = \omega^2 \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ee} & \mathbf{M}_{ef} \\ \mathbf{M}_{fe} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_a^e(\omega) \\ \mathbf{x}_a^f(\omega) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{P}_t^f(\omega) - \mathbf{P}_{rf}(\omega) \end{Bmatrix} \quad (3.55)$$

$$\mathbf{P}_{rf}(\omega) = -\mathbf{G}_{ff} \mathbf{x}_r^f(\omega) \quad (3.56)$$

Na equação anterior, $\mathbf{P}_t^f - \mathbf{P}_{rf}$ representa a componente dinâmica da carga agindo sobre a fundação, a qual surge devido à compatibilidade dinâmica dos deslocamentos na interface estrutura – fundação. Essa componente pode ser obtida de uma forma semelhante à componente $\mathbf{P}_f(\omega)$:

$$\mathbf{P}_t^f(\omega) - \mathbf{P}_{rf}(\omega) = \mathbf{P}_f^d(\omega) = -\mathbf{G}_{ff} \mathbf{x}_d^f(\omega) \quad (3.57)$$

A matriz de impedância \mathbf{G}_{ff} calcula-se usando a equação (3.34) que leva em consideração a parte real e imaginária das componentes do solo. A parte imaginária dessa matriz representa o amortecimento por radiação do solo e complementa o amortecimento geral do sistema. Substituindo a Equação (3.57) em (3.55) se tem:

$$\left\{ -\omega^2 \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ee} & \mathbf{M}_{ef} \\ \mathbf{M}_{fe} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ee} & \mathbf{C}_{ef} \\ \mathbf{C}_{fe} & \mathbf{C}_{ff} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ee} & \mathbf{K}_{ef} \\ \mathbf{K}_{fe} & \mathbf{K}_{ff} + \mathbf{G}_{ff} \end{bmatrix} \right\} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_d^e(\omega) \\ \mathbf{x}_d^f(\omega) \end{Bmatrix} = \omega^2 \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ee} & \mathbf{M}_{ef} \\ \mathbf{M}_{fe} & \mathbf{M}_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_a^e(\omega) \\ \mathbf{x}_a^f(\omega) \end{Bmatrix} \quad (3.58)$$

Da equação anterior, $\mathbf{x}_a^e(\omega)$ e $\mathbf{x}_a^f(\omega)$ foram calculados usando (3.52) e (3.53), sendo $\mathbf{x}_d^e(\omega)$ e $\mathbf{x}_d^f(\omega)$ as soluções a serem obtidas dessa equação. Uma vez calculadas $\mathbf{x}_d(\omega)$, aplica-se a transformada inversa de Fourier para obter a resposta do domínio do tempo $\mathbf{x}_d(t)$.

Finalmente, substitui-se $\mathbf{x}_g(t)$, $\mathbf{x}_e(t)$ e $\mathbf{x}_d(t)$ na Equação (3.39) para calcular o vetor que contém os deslocamentos totais ou absolutos do sistema medidos a partir de uma referência fixa.

3.2.3 Método das molas e amortecedores equivalentes

Como foi mencionado no Capítulo 2, a análise no domínio da frequência só permite trabalhar com sistemas lineares e não é popular entre os engenheiros estruturais, os quais preferem uma análise no domínio do tempo na estimativa das respostas (Wolf, 1988).

Com base nessa observação, foi apresentada uma metodologia de análise no domínio do tempo simulando o solo por meio de um modelo discreto de molas e amortecedores, cujos coeficientes são chamados de impedância e representam a rigidez e a capacidade de dissipação de energia do solo respectivamente, representando um semi-espaco homogêneo, isotrópico, elástico linear.

Segundo Wolf (1988), ao trabalhar com fundações superficiais ou sapatas, tornam-se importantes os efeitos inercias, sendo os efeitos cinemáticos desprezíveis. Assim, apresenta-se nesta seção a formulação matemática para sistemas de um e múltiplos graus de liberdade

3.2.3.1 Sistema de um grau de liberdade

Considera-se um sistema bidimensional de um grau de liberdade como o mostrado na Figura 3.9(a), assentado através de uma base rígida sobre um semi-espaco homogêneo, isotrópico, elástico linear. Nessa figura, m_l e m_f representam os valores de massa da estrutura e da fundação, respectivamente. Já os valores de I_l e I_f indicam os momentos de inércia de massa da estrutura e da fundação.

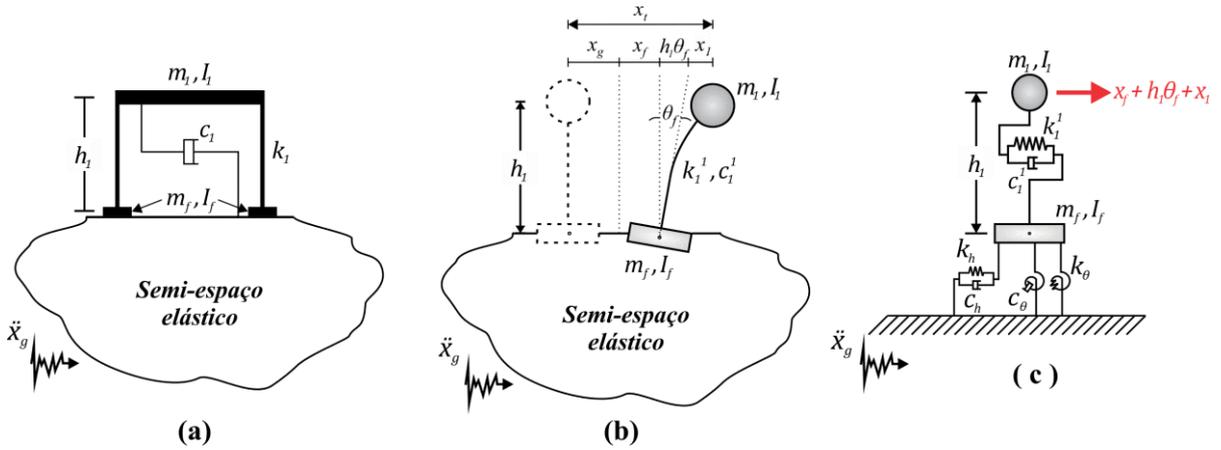


Figura 3.9 – Modelos de ISE – molas e amortecedores equivalentes – 1GL: (a) pórtico plano; (b) modelo discreto de massas concentradas; (c) modelo discreto da estrutura e do solo.

O movimento do solo devido à excitação sísmica introduz dois movimentos na estrutura: deslocamento horizontal (x_f) e de balanço ou giro (θ_f) como se observa na Figura 3.9(b). Um modelo discreto de massa, amortecedor linear e rigidez foi adotado para representar os mecanismos do solo e da interação como se ilustra na Figura 3.9(c). A rigidez do solo é representada por meio de molas com coeficientes k_h e k_θ e o efeito da dissipação de energia da excitação por amortecedores viscosos com coeficientes c_h e c_θ . Nesses coeficientes, os subscritos h e θ representam a componente horizontal e de giro, respectivamente. Nessa figura observa-se também que a estrutura foi representada como um modelo discreto de massa concentrada, amortecedor viscoso e uma mola linear.

Como foi dito antes, o sismo introduz dois movimentos na estrutura e essas grandezas adicionais fazem com que, além da equação de equilíbrio da estrutura, duas equações adicionais devam ser satisfeitas. A equação do movimento do sistema da Figura 3.9(c), levando em consideração as grandezas adicionais, é dada por:

$$\mathbf{M}_{se} \ddot{\mathbf{x}}_{se}(t) + \mathbf{C}_{se} \dot{\mathbf{x}}_{se}(t) + \mathbf{K}_{se} \mathbf{x}_{se}(t) = -\mathbf{v}_{se} \ddot{\mathbf{x}}_g(t) \quad (3.59)$$

na qual: o subscrito se indica solo – estrutura; \mathbf{M}_{se} , \mathbf{C}_{se} e \mathbf{K}_{se} são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do sistema estrutura – solo; \mathbf{v}_{se} é o vetor que define os graus de liberdade a serem excitados; $\ddot{\mathbf{x}}_g(t)$ corresponde à aceleração do solo; $\mathbf{x}_{se}(t)$ é o vetor que contém o deslocamento horizontal da estrutura relativo à fundação (x_t), o deslocamento da fundação (x_f) e o valor do giro da fundação (θ_f). Essas matrizes são definidas a seguir:

$$\mathbf{M}_{se} = \begin{bmatrix} I_f + m_1 h_1^2 & m_1 h & m_1 h_1 \\ m_1 h & m_1 + m_f & m_1 \\ m_1 h_1 & m_1 & m_1 \end{bmatrix} \quad (3.60)$$

$$\mathbf{C}_{se} = \begin{bmatrix} c_\theta & 0 & 0 \\ 0 & c_h & 0 \\ 0 & 0 & c_1 \end{bmatrix} \quad (3.61)$$

$$\mathbf{K}_{se} = \begin{bmatrix} k_\theta & 0 & 0 \\ 0 & k_h & 0 \\ 0 & 0 & k_1 \end{bmatrix} \quad (3.62)$$

$$\mathbf{v}_{se} = \begin{Bmatrix} m_1 h_1 \\ m_1 + m_f \\ m_1 \end{Bmatrix} \quad (3.63)$$

$$\ddot{\mathbf{x}}_{se} = \begin{Bmatrix} \ddot{\theta}_f \\ \ddot{x}_f \\ \ddot{x}_1 \end{Bmatrix}, \quad \dot{\mathbf{x}}_{se} = \begin{Bmatrix} \dot{\theta}_f \\ \dot{x}_f \\ \dot{x}_1 \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{x}_{se} = \begin{Bmatrix} \theta_f \\ x_f \\ x_1 \end{Bmatrix} \quad (3.64)$$

Os coeficientes k_h , k_θ , c_h e c_θ são chamados de coeficientes de impedância, cujos valores dependem do tipo de fundação e das propriedades mecânicas do solo tais como módulo de cisalhamento (G), velocidade média V_s de propagação de onda S e coeficiente de Poisson (ν) do solo, respectivamente.

Gazetas (1991) fornece uma série de formulas simples para o cálculo destes coeficientes, as quais cobrem quase todas as formas geométricas da fundação para diferentes profundidades de enterro da sapata. Neste trabalho foram utilizadas sapatas circulares, cujas funções de impedância são mostradas na Tabela 3.2.

Tabela 3.1 – Formulas de impedância para simular a ISE – Gazetas (1991).

Impedância	Horizontal (h)	Rotação (θ)
Rigidez	$k_h = \frac{8Gr}{(2-\nu)}$	$k_\theta = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)}$
Amortecimento	$c_h = \frac{4.6}{(2-\nu)} \rho V_s r^2$	$c_\theta = \frac{0.4}{(1-\nu)} \rho V_s r^4$

Na tabela anterior, G , V_s , ρ , r representam a modulo cisalhante do solo, a velocidade de onda do solo nos 30 m superiores de depósito, a massa especifica do solo e o raio das sapatas, respectivamente. O modulo de cisalhante do solo e a velocidade de onda podem ser calculadas utilizando as seguintes equações, onde E_s representa o módulo de elasticidade do solo:

$$G = \frac{E_s}{2(1+\nu)} \quad (3.65)$$

$$V_s = \left(\frac{G}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.66)$$

A partir da equação de segunda ordem (3.59), um modelo de espaço de estado de primeira ordem pode ser derivado:

$$\begin{cases} \dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{E}\ddot{\mathbf{x}}_g(t) \\ \mathbf{y}(t) = \mathbf{C}_y\mathbf{z}(t) \end{cases} \quad (3.67)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}_{se}^{-1}\mathbf{K}_{se} & -\mathbf{M}_{se}^{-1}\mathbf{C}_{se} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{v}_{se}\mathbf{M}_{se}^{-1} \end{bmatrix} \quad (3.68)$$

$$\mathbf{C}_y = \begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}_{se}^{-1}\mathbf{K}_{se} & -\mathbf{M}_{se}^{-1}\mathbf{C}_{se} \end{bmatrix} \quad (3.69)$$

$$\mathbf{z}(t) = \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_{se}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}_{se}(t) \end{Bmatrix} \quad (3.70)$$

$$\mathbf{y}(t) = \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_{se}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}_{se}(t) \\ \ddot{\mathbf{x}}_{se}(t) \end{Bmatrix} \quad (3.71)$$

onde: $\mathbf{z}(t)$ é vetor de estado; \mathbf{A} corresponde à matriz de estado do sistema; \mathbf{E} representa o vetor de perturbação. Obtido o vetor de estado $\mathbf{z}(t)$ e utilizando a matriz de saída \mathbf{C}_y ilustrada na Equação (3.69), obtém-se o vetor $\mathbf{y}(t)$ que contém as respostas em termos de deslocamento e velocidade, assim como a aceleração absoluta.

3.2.3.2 Sistema de múltiplos graus de liberdade

Na Figura 3.10(a), observa-se uma edificação com n pavimentos que se apoia sobre um semi-espaço homogêneo, isotrópico, elástico linear. De maneira semelhante aos sistemas de 1GL, o solo de fundação e a edificação podem ser representados por meio de modelos discretos de massa, amortecedores lineares e molas, como se ilustra na Figura 3.10(b).

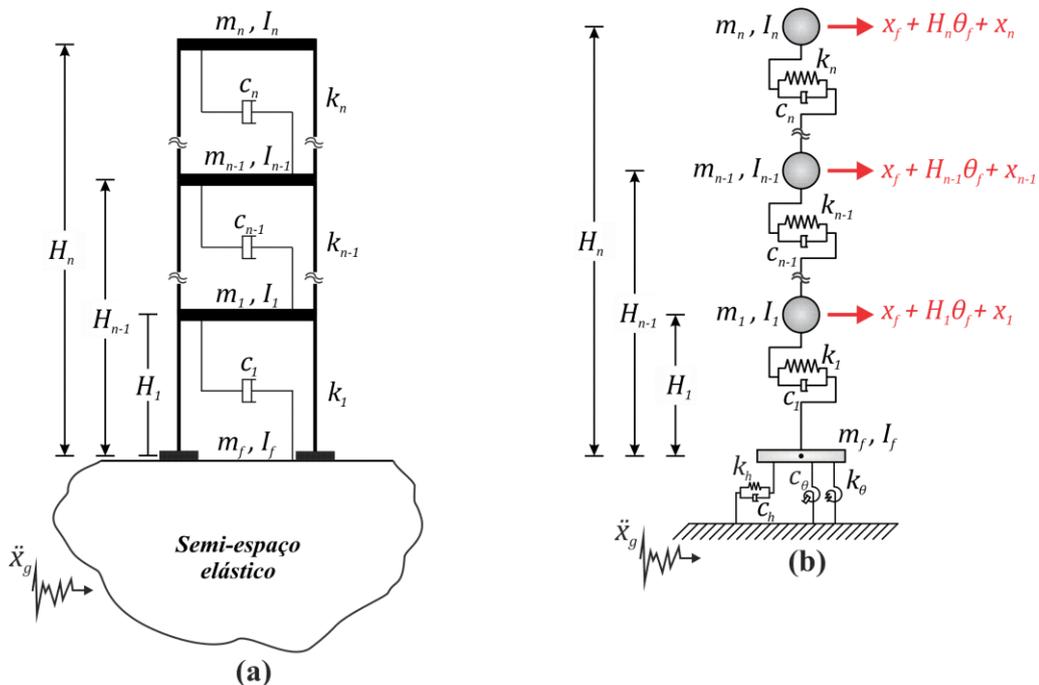


Figura 3.10 – Modelos de ISE – molas e amortecedores equivalentes – múltiplos graus de liberdade: (a) pórtico plano e (b) modelo discreto de massas concentradas

A equação do movimento do sistema da Figura 3.10(b) quando submetida a um sismo na base $\ddot{\mathbf{x}}_g(t)$ e levando em consideração as grandezas adicionais de deslocamento e giro da fundação, é dada por:

$$\mathbf{M}_{se}\ddot{\mathbf{x}}_{se}(t) + \mathbf{C}_{se}\dot{\mathbf{x}}_{se}(t) + \mathbf{K}_{se}\mathbf{x}_{se}(t) = -\mathbf{G}\ddot{\mathbf{x}}_g(t) \quad (3.72)$$

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} \mathbf{m}_s & \mathbf{m}_{se} \\ \mathbf{m}_{es} & \mathbf{m}_e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_s \\ \ddot{\mathbf{x}}_e \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{c}_s & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{c}_e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}}_s \\ \dot{\mathbf{x}}_e \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_s & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_s \\ \mathbf{x}_e \end{Bmatrix} = \dots \\ - \left(\begin{bmatrix} \mathbf{m}_s & \mathbf{m}_{se} \\ \mathbf{m}_{es} & \mathbf{m}_e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{v}_e \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_s \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \right) \ddot{\mathbf{x}}_g(t) \end{aligned} \quad (3.73)$$

na qual \mathbf{m}_e , \mathbf{c}_e e \mathbf{k}_e são as matrizes $n \times n$ de massa, amortecimento e rigidez da estrutura; \mathbf{m}_s , \mathbf{c}_s e \mathbf{k}_s são as matrizes 2×2 de massa, amortecimento e rigidez do solo; \mathbf{m}_{se} e \mathbf{m}_{es} são matrizes $2 \times n$ e $n \times 2$ que representam a interação inercial entre a estrutura e o solo; $\mathbf{x}_e(t)$ é o vetor que contém os deslocamentos da edificação relativos à fundação; $\mathbf{x}_s(t)$ é o vetor que contém o deslocamento (x_f) e o valor do giro da fundação (θ_f); \mathbf{v}_e e \mathbf{v}_s são os vetores que define os graus de liberdade a serem excitados. Essas matrizes e vetores são mostradas a seguir.

$$\mathbf{m}_e = \begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & m_{n-1} & & \\ & & & & m_n \end{bmatrix} \quad (3.74)$$

$$\mathbf{k}_e = \begin{bmatrix} k_1^2 + k_2^2 & -k_2^2 & & & \\ -k_2^2 & k_2^2 + k_3^2 & -k_3^2 & & \\ & -k_3^2 & \ddots & & \\ & & & -k_{n-1}^2 & k_{n-1}^2 + k_n^2 & -k_n^2 \\ & & & & -k_n^2 & k_n^2 \end{bmatrix} \quad (3.75)$$

$$\mathbf{c}_e = \begin{bmatrix} c_1^2 + c_2^2 & -c_2^2 & & & \\ -c_2^2 & c_2^2 + c_3^2 & -c_3^2 & & \\ & -c_3^2 & \ddots & & \\ & & & -c_{n-1}^2 & c_{n-1}^2 + c_n^2 & -c_n^2 \\ & & & & -c_n^2 & c_n^2 \end{bmatrix} \quad (3.76)$$

$$\mathbf{m}_s = \begin{bmatrix} I_f + \sum_{i=1}^n I_i & \sum_{i=1}^n H_i m_i \\ \sum_{i=1}^n H_i m_i & mf + \sum_{i=1}^n m_i \end{bmatrix}, \quad I_i = H_i^2 m_i \quad (3.77)$$

$$\mathbf{m}_{se} = \mathbf{m}_{es}^T = \begin{bmatrix} H_1 m_1 & \cdots & H_{n-1} m_{n-1} & \cdots & H_n m_n \\ m_1 & \cdots & m_{n-1} & \cdots & m_n \end{bmatrix} \quad (3.78)$$

$$\mathbf{k}_s = \begin{bmatrix} k_\theta & 0 \\ 0 & k_h \end{bmatrix} \quad (3.79)$$

$$\mathbf{c}_s = \begin{bmatrix} c_\theta & 0 \\ 0 & c_h \end{bmatrix} \quad (3.80)$$

$$\mathbf{v}_e = \mathbf{1}_{i=1,\dots,n}, \quad \mathbf{v}_s^T = \{0 \quad m_f\}, \quad \mathbf{x}_e^T = \{x_1 \quad \cdots \quad x_{n-1} \quad \cdots \quad x_n\}, \quad \mathbf{x}_s^T = \{\theta_f \quad x_f\} \quad (3.81)$$

A solução do problema segue o mesmo procedimento apresentado anteriormente para os sistemas de um grau de liberdade.

3.3 Modelos acoplados considerando base flexível

O modelo apresentado na Figura 3.11(a) é constituído por duas edificações de múltiplos graus de liberdade apoiadas sobre um semi-espço elástico homogêneo e isotrópico, com massas (m_i^1, m_i^2), momentos de inércia de massa (I_i^1, I_i^2), rigidez (k_i^1, k_i^2) e amortecimento (c_i^1, c_i^2) associados a cada estrutura, assim como a massa da fundação (m_f^1, m_f^2) e seu respectivo momento de inércia de massa (I_f^1, I_f^2). A estratégia de controle de acoplamento passiva envolve a colocação de molas e amortecedores entre as duas edificações, cujas propriedades mecânicas são k_d^3 e c_d^3 , onde d indica a posição desses elementos.

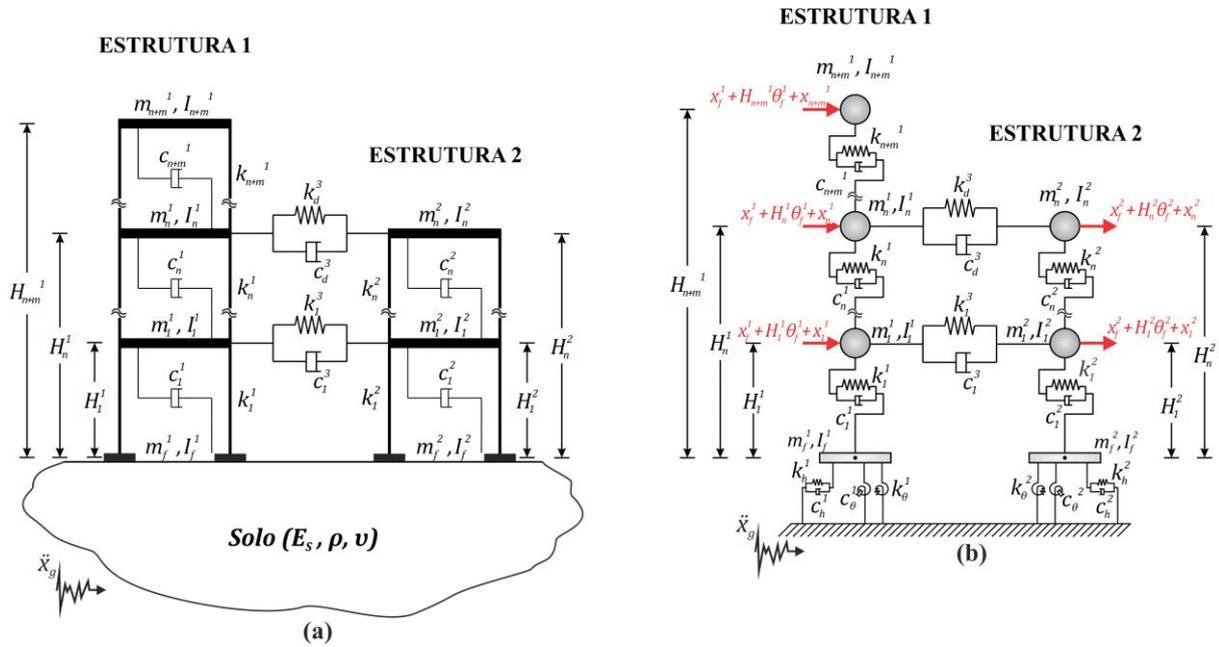


Figura 3.11 – Modelos numéricos de edificações adjacentes acopladas e apoiadas sobre base flexível: (a) pórtico plano e (b) modelo discreto das edificações e do solo.

Neste trabalho, um modelo discreto de massas, amortecedores e molas foi adotado para representar os mecanismos do solo e da interação como se ilustra na Figura 3.11(b). Como foi mencionado no item 3.2.2.1, a rigidez do solo é representada por meio de molas com coeficientes k_h e k_θ e o efeito da dissipação de energia da excitação por amortecedores viscosos com coeficientes c_h e c_θ . A equação de movimento para o sistema acoplado submetido a um sismo na base considerando a interação entre o solo e as duas estruturas é dada pela seguinte equação:

$$\mathbf{M}_{ese} \ddot{\mathbf{x}}_{ese}(t) + \mathbf{C}_{ese} \dot{\mathbf{x}}_{ese}(t) + \mathbf{K}_{ese} \mathbf{x}_{ese}(t) = -\mathbf{G} \ddot{\mathbf{x}}_g(t) \quad (3.82)$$

onde: o subscrito *ese* indica estrutura – solo – estrutura; \mathbf{M}_{ese} , \mathbf{C}_{ese} e \mathbf{K}_{ese} são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do sistema acoplado considerando os efeitos ISE e os valores de amortecimento do elemento de ligação; \mathbf{x}_{ese} é o vetor que contém os valores dos deslocamentos das estruturas acopladas e do solo circundante; \mathbf{G} é o vetor que define os graus de liberdade a serem excitados.

A matriz de massa \mathbf{M}_{ese} da equação anterior contém as matrizes de massa das duas estruturas vizinhas (\mathbf{m}_e^1 , \mathbf{m}_e^2) as quais foram definidas nas equações (3.8), assim como as matrizes do solo de fundação (\mathbf{m}_s^1 , \mathbf{m}_s^2) obtidas usando as Equações (3.77) e (3.78). A matriz \mathbf{M}_{ese} tem a forma:

$$\mathbf{M}_{ese} = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_s^1 & \mathbf{m}_{se}^1 & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{m}_{es}^1 & \mathbf{m}_e^1 & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m}_s^2 & \mathbf{m}_{se}^2 \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m}_{es}^2 & \mathbf{m}_e^2 \end{bmatrix} \quad (3.83)$$

Do mesmo modo, as matrizes \mathbf{C}_{ese} e \mathbf{K}_{ese} tem a seguinte forma:

$$\mathbf{K}_{ese} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_s^1 & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_e^1 & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_s^2 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k}_e^2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k}_{(n+m,n+m)}^3 & \mathbf{0} & -\mathbf{k}_{(n+m,n)}^3 \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -\mathbf{k}_{(n,n+m)}^3 & \mathbf{0} & \mathbf{k}_{(n,n)}^3 \end{bmatrix} \quad (3.84)$$

$$\mathbf{C}_{ese} = \begin{bmatrix} \mathbf{c}_s^1 & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{c}_e^1 & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{c}_s^2 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{c}_e^2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{c}_{(n+m,n+m)}^3 & \mathbf{0} & -\mathbf{c}_{(n+m,n)}^3 \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -\mathbf{c}_{(n,n+m)}^3 & \mathbf{0} & \mathbf{c}_{(n,n)}^3 \end{bmatrix} \quad (3.85)$$

onde \mathbf{k}_e^1 , \mathbf{k}_e^2 , \mathbf{c}_e^1 e \mathbf{c}_e^2 representam as matrizes de massa, rigidez e amortecimento das duas edificações vizinhas e calculadas usando as equações (3.10), (3.11), (3.15) e (3.16); \mathbf{k}^3 e \mathbf{c}^3 são as matrizes do acoplamento estrutural, além de conter as propriedades mecânicas dos elementos de ligação; \mathbf{k}_s^1 , \mathbf{c}_s^1 , \mathbf{k}_s^2 e \mathbf{c}_s^2 obtidas mediante as Equações (3.79) e (3.80).

Finalmente, a matriz \mathbf{G} e o vetor \mathbf{x}_{ese} são:

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_s^1 & \mathbf{m}_{se}^1 & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{m}_{es}^1 & \mathbf{m}_e^1 & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m}_s^2 & \mathbf{m}_{se}^2 \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{m}_{es}^2 & \mathbf{m}_e^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{v}_e^1 \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{v}_e^2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{v}_s^1 \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{v}_s^2 \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (3.86)$$

$$\mathbf{v}_e^1 = \mathbf{1}_{i=1,\dots,n+m}, \quad \mathbf{v}_e^2 = \mathbf{1}_{i=1,\dots,n}, \quad \mathbf{x}_{ese}^T = \{\mathbf{x}_s^1 \quad \mathbf{x}_e^1 \quad \mathbf{x}_s^2 \quad \mathbf{x}_e^2\} \quad (3.87)$$

$$\{\mathbf{x}_e^1\}^T = \{x_1 \quad \dots \quad x_n \quad \dots \quad x_{n+1}\}, \quad \{\mathbf{x}_e^2\}^T = \{x_1 \quad \dots \quad x_n\}, \quad (3.88)$$

$$\{\mathbf{v}_s^{i=1,2}\}^T = \{0 \quad m_f^{i=1,2}\}, \quad \{\mathbf{x}_s^{i=1,2}\}^T = \{\theta_f^{i=1,2} \quad x_f^{i=1,2}\} \quad (3.89)$$

A equação diferencial de segunda ordem da equação (3.82) pode ser escrita como um sistema linear invariante no tempo de primeira ordem com vetor de estado $\mathbf{z}(t)$:

$$\begin{cases} \dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{z}(t) + \mathbf{E}\ddot{\mathbf{x}}_g \\ \mathbf{y}(t) = \mathbf{C}_y\mathbf{z}(t) \end{cases} \quad (3.90)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}_{ese}^{-1}\mathbf{K}_{ese} & -\mathbf{M}_{ese}^{-1}\mathbf{C}_{ese} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{E} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{1} \end{bmatrix} \quad (3.91)$$

$$\mathbf{z}(t) = \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_{ese}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}_{ese}(t) \end{Bmatrix} \quad (3.92)$$

$$\mathbf{C}_y = \begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}_{ese}^{-1}\mathbf{K}_{ese} & -\mathbf{M}_{ese}^{-1}\mathbf{C}_{ese} \end{bmatrix} \quad (3.93)$$

$$\mathbf{y}(t) = \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_{ese}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}_{ese}(t) \\ \ddot{\mathbf{x}}_{ese}(t) \end{Bmatrix} \quad (3.94)$$

onde, $\mathbf{z}(t)$ é vetor de estado; \mathbf{A} corresponde à matriz de estado do sistema; \mathbf{E} representa o vetor de perturbação; obtido o vetor de estado e utilizando a matriz de saída \mathbf{C}_y ilustrada na Equação (3.93), obtém-se o vetor $\mathbf{y}(t)$ que contém as respostas em termos de deslocamento e velocidade relativa à fundação das edificações e a aceleração absoluta das duas edificações. Do mesmo modo, esse vetor contém o valor do deslocamento e giro da fundação. A solução do problema segue o procedimento apresentado no item 3.1 para sistemas de múltiplos graus de liberdade apoiados em base fixa.

4 ANÁLISE NUMÉRICA

As análises numéricas foram divididas em duas etapas. Na primeira etapa se avaliou o desempenho da técnica do acoplamento usando como elemento de conexão molas e amortecedores lineares e considerando as edificações apoiadas sobre base fixa. Foi feito um estudo de otimização utilizando o método do enxame de partículas (*Particle Swarm Optimization* ou *PSO*) com o intuito de obter a posição ótima do elemento de ligação entre as edificações adjacentes, assim como as suas propriedades mecânicas ideais.

Já na segunda etapa, foram analisados modelos acoplados apoiados sobre base flexível, ou seja, considerando os efeitos da interação solo – estrutura (ISE). Considera-se que as edificações do sistema acoplado se apoiam sobre fundações superficiais circulares de 1,0 m e 2,0 m de raio respectivamente. As formas da sapata, assim como suas dimensões, foram escolhidas pensando em casos extremos que apresentassem resultados críticos (Halkude *et al.*, 2014). Considera-se que as edificações se sustentam sobre diferentes tipos de solo.

Cabe ressaltar que nesta segunda etapa também foi feito um estudo de otimização. Esses resultados foram comparados com os obtidos na primeira etapa a fim de verificar como a consideração da ISE altera os valores ótimos do sistema de conexão. Porém, na hora de calcular as respostas dinâmicas, foram utilizados os parâmetros ótimos calculados na primeira etapa com o intuito de avaliar a influência da interação solo – estrutura (ISE) na performance da técnica do acoplamento e no comportamento sísmico nas edificações.

Em ambas as etapas foram consideradas como cargas horizontais os sismos de El Centro (1940), Northridge (1994) e Kobe (1995). As respostas dinâmicas em termos de deslocamentos, velocidade e aceleração foram calculadas em ambas as etapas. Igualmente, foi calculado o período e frequência para o modo fundamental da estrutura, o qual é uma propriedade dinâmica significativa que pode ajudar a prever o comportamento sísmico das edificações. Todas as análises aqui apresentadas foram realizadas com o programa MATLAB (MathWorks, R2009b).

Finalmente, é importante enfatizar que neste trabalho as edificações vizinhas foram consideradas como pórticos planos simétricos com o mesmo pé direito por andar e assumiu-se que a separação das estruturas seja tal que permita instalar algum elemento de conexão entre elas.

4.1 Considerações iniciais

4.1.1 Descrição dos modelos numéricos

Nas duas etapas deste trabalho optou-se por trabalhar com os três casos mostrados na Figura 4.1 e Figura 4.2. Nesses casos, as edificações adjacentes foram representadas por meio de pórticos planos, com rigidez constante em todos os pilares das edificações e a mesma massa em todos os pavimentos. A diferença nas propriedades mecânicas é provocada pela altura das edificações, a qual depende do número de pavimentos, já que ao aumentar o número de pavimentos variam-se as matrizes de massa e rigidez, tornando as edificações desses casos mais flexíveis ou rígidas. Sendo assim, em todos os casos considera-se: massa por andar $m_i^j = 30$ t, sendo desprezível a contribuição da massa dos pilares em comparação com a massa do pavimento; pé direito $H_i^j = 3,0$ m e rigidez por andar $k_i^j = 12,58$ MN/m.

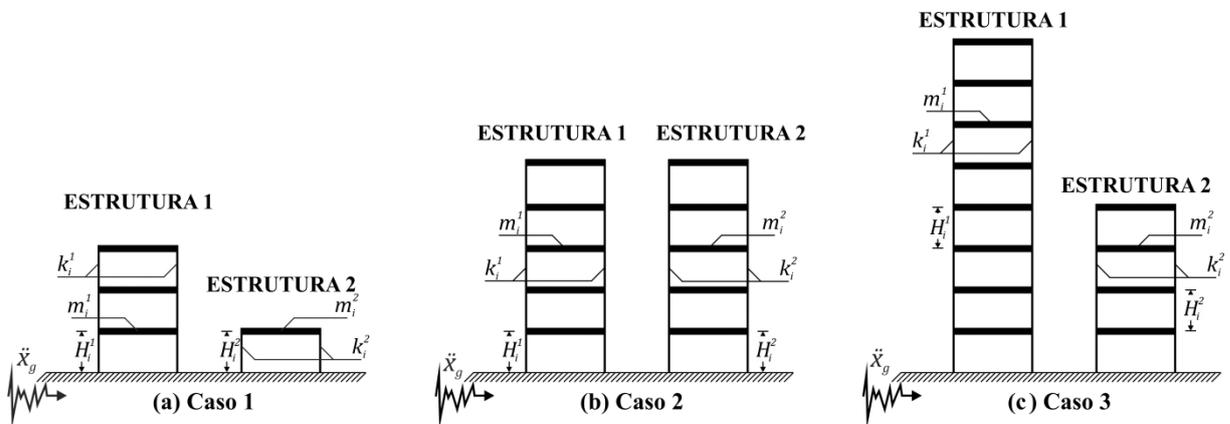


Figura 4.1 – Casos numéricos de edificações adjacentes apoiadas sobre base fixa.

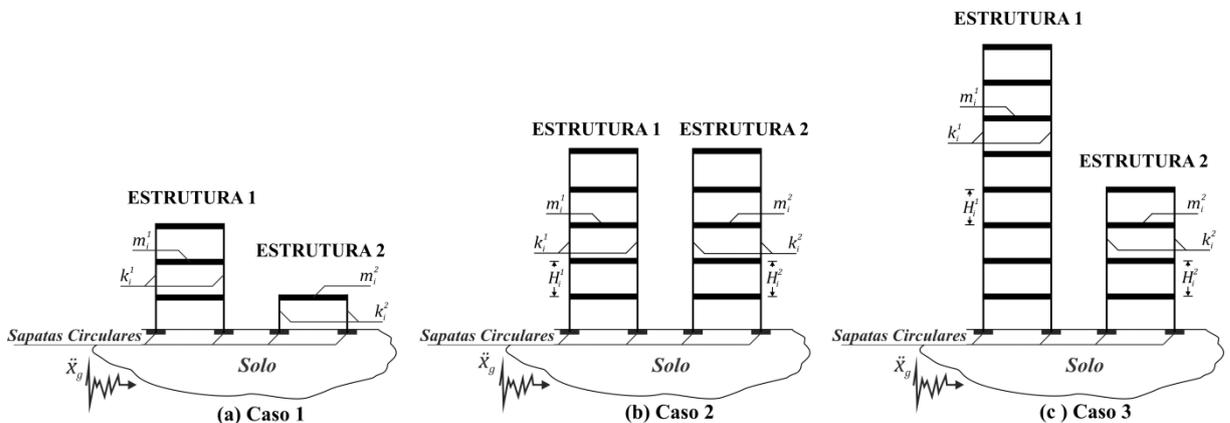


Figura 4.2 – Casos numéricos de edificações adjacentes apoiadas sobre base flexível.

As matrizes de amortecimento das edificações calculam-se utilizando o método de Rayleigh, sendo proporcionais às matrizes de massa e rigidez, usando uma taxa de amortecimento de 2%.

4.1.2 Cargas horizontais consideradas

Como excitação na base foram adotados os três abalos sísmicos listados na Tabela 4.1, os quais apresentam uma ampla gama de frequências e diferentes picos de aceleração efetiva, sendo muito empregados em análises dinâmicas nas fases preliminares de projeto e em estudos de pesquisa acadêmica. Nas Figura 4.3 e 4.4 apresentam-se os registros de acelerações das componentes utilizadas, assim como seus respectivos espectros de frequência.

Os registros usados neste trabalho foram obtidos do site da *Pacific Earthquake Engineering Research Center – PEER* (PEER Ground Motion Database, 2013). Esses registros contêm os valores das acelerações do sismo em relação à aceleração da gravidade e com espaços de tempo de 0,01 s. Finalmente, é possível notar na Figura 4.4 que a faixa de frequências dominante dos sismos está entre 0,6 e 5 Hz, aproximadamente.

Tabela 4.1 – Abalos sísmicos utilizados para excitar as edificações adjacentes.

Sismo	Estação/Componente	PGA* (g)	M**	Dss [Km]***
El Centro	0Irrigation District substation	0,314	6,5	6,09
Kobe	0KJMA	0,821	6,9	0,6
Northridge	360LA - Sepulveda Hospital	0,932	6,7	8,44

* aceleração pico efetiva; ** magnitude do abalo sísmico; *** distância do local de medida ao epicentro

Cabe ressaltar que se denomina aceleração horizontal de pico (*Peak ground acceleration – PGA*) ao pico mais elevado do registro de acelerações do terremoto (Figura 4.3) e corresponde à zona onde se apresenta o maior estremecimento do abalo sísmico, fazendo com que os valores dos deslocamentos e das forças sísmicas nos pavimentos sejam elevados.

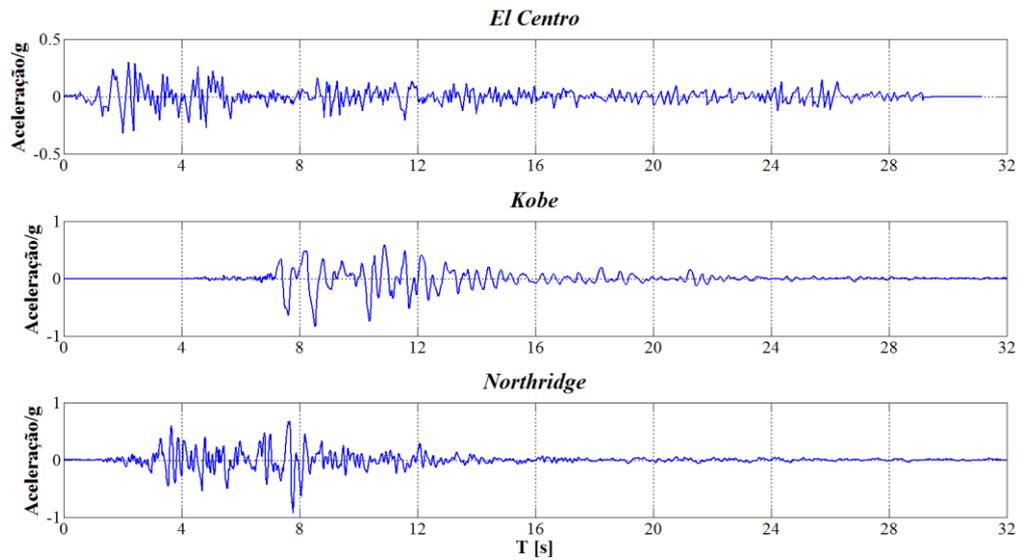


Figura 4.3 – Registro de acelerações dos sismos El Centro, Kobe e Northridge.

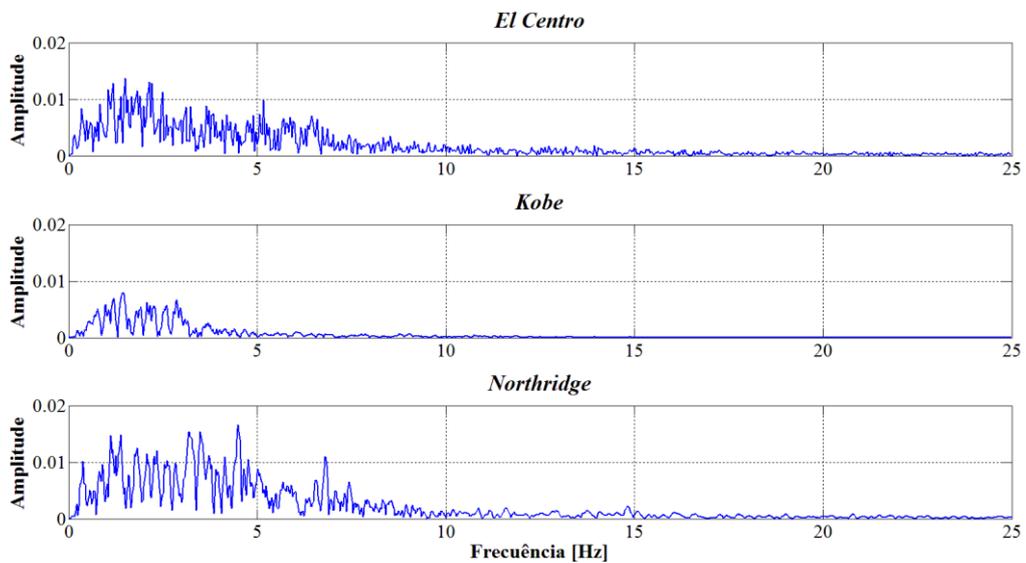


Figura 4.4 – Espectros de frequência dos sismos El Centro, Kobe e Northridge.

Nota-se na Figura 4.4 que dos três abalos sísmicos, o de Kobe e Northridge apresentam as maiores amplitudes assim como os valores PGAs numa faixa de frequências entre 0,3 e 5 Hz, aproximadamente. Já o sismo de El Centro apresenta amplitudes da ordem de 40% do pico até 7 Hz. Essas informações são importantes porque definem o grau de excitação a qual uma edificação estará submetida.

4.1.3 Função objetivo utilizada no processo de otimização

Neste trabalho foi utilizando o método do enxame de partículas (PSO), o qual consiste em um algoritmo evolutivo desenvolvido por Kennedy e Eberhart (1995) e se baseia em população de indivíduos que se adaptam retornando estocasticamente para regiões previamente bem definidas. Uma das vantagens da técnica PSO é que o tempo de cálculo necessário para minimizar é curto se comparados com outros métodos de otimização.

No método do PSO se faz necessário definir uma função objetivo a minimizar. Neste trabalho utilizou-se uma função objetivo baseada na utilizada por Bigdeli *et al.* (2015). Essa função está formada de duas parcelas, uma que consiste em minimizar o quadrado dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos das edificações adjacentes (equação 4.1) e a outra em diminuir o valor da soma dos quadrados desses máximos deslocamentos (equação 4.2). A soma dessas duas equações corresponde à função objetivo utilizada (equação 4.3):

$$f_{obj_1} = \max \left\{ \max \left(\{\Delta\}^1 \right)^2 \quad \max \left(\{\Delta\}^2 \right)^2 \right\} \quad (4.1)$$

$$f_{obj_2} = \sum_{i=1}^{n+m} \left(\{\Delta\}_i^1 \right)^2 + \sum_{i=1}^n \left(\{\Delta\}_i^2 \right)^2 \quad (4.2)$$

$$f_{obj_total} = f_{obj_1} + f_{obj_2} \quad (4.3)$$

onde $\{\Delta\}^j$ é o vetor que contém os deslocamentos relativos de cada edificação ($1 \leq j \leq 2$) e se calcula utilizando (4.4), onde x_i^j representa o deslocamento absoluto calculado em cada pavimento das duas edificações vizinhas.

$$\begin{cases} \{\Delta\}_1^j = x_i^j \\ \{\Delta\}_i^j = x_i^j - x_{i-1}^j \quad 1 < i \leq n_{pavimentos} \end{cases} \quad (4.4)$$

O número de configurações possíveis de acoplamento é dado pela equação (4.5) que representa uma análise combinatória simples. Nessa equação, n corresponde ao número de pavimentos adjacentes que podem ser interligados e n_d corresponde ao número de elementos de interligação disponíveis.

$$N = \frac{n!}{(n - n_d)! n_d!} \quad (4.5)$$

Utilizando a equação anterior é possível obter todas as configurações de acoplamento possíveis, variando o número de elementos de conexão n_d e respeitando a condição de $n \geq n_d$. Para cada configuração de acoplamento, o PSO resolve N vezes a equação do movimento dos sistemas acoplados apoiados sobre base fixa e flexível a fim de obter os deslocamentos absolutos x_i^j e assim calcular os deslocamentos relativos entre pavimento $\{\Delta\}^j$ utilizados na função objetivo. Posteriormente, compara todos os valores da função objetivo para obter a configuração ideal, assim como os valores ótimos de k_n^3 e c_n^3 .

Neste trabalho, os valores de k_n^3 e c_n^3 variaram de zero até 10×10^6 Ns/m e os quais são baseados em amortecedores passivos disponíveis no mercado (Taylor Device, Inc.). O método do PSO foi desenvolvido no programa MATLAB (MathWorks, R2009b).

4.1.4 Tipos de solo considerados na ISE

Na segunda etapa deste trabalho utilizou-se três tipos de solo com diferentes propriedades mecânicas as quais são listadas na Tabela 4.2, cujos valores foram adotados de Bowles (1998). Segundo Borchardt (1994), o solo pode ser classificado em função da velocidade de propagação de onda V_s nos 30 m superiores de depósito. Deste modo, quanto mais resistente for o solo, maior o valor de V_s . Sendo assim, os solos da Tabela 4.2 podem-se classificar como solos do tipo mole (S.M), semirrígido (S.SR) e rígido (S.R).

Tabela 4.2 – Propriedades mecânica de diversos solos.

Solo	Designação	E_s [MPa]	ρ [kN/m ³]	ν	G [MPa]	V_s [m/s]
Mole	S.M	15	16	0,4	5,4	57,3
Semirrígido	S.SR	35	16	0,4	12,5	87,5
Rígido	S.R	65	18	0,4	25	116,7

Na tabela anterior, E_s , ρ e ν , representam a modulo de elasticidade, massa especifica e coeficiente de Poisson do solo, respectivamente. O modulo cisalhante do solo G e a velocidade de onda V_s calculam-se utilizando as equações (3.65) e (3.66).

Ressalta-se que o solo classificado como mole, devido à sua baixa velocidade de propagação de onda, considera-se um caso extremo e hipotético para assentar fundações, já que corresponde a um terreno com potencial de liquefação.

4.2 Primeira etapa – estruturas acopladas e apoiadas sobre base fixa

4.2.1 Controle passivo

Nesta seção, calcularam-se inicialmente as propriedades dinâmicas assim como as respostas dinâmicas de cada edificação dos casos ilustrados na Figura 4.1. A seguir, essas estruturas foram conectadas por meio de molas e amortecedores lineares com propriedades mecânicas k_i^3 e c_i^3 e cujos valores, assim como a sua posição entre as duas edificações, foram otimizados utilizando a técnica do PSO com a função objetivo definida no item 4.1.3. Finalmente, comparam-se as respostas dinâmicas obtidas dos sistemas acoplados com as obtidas para os modelos desacoplados a fim de avaliar as vantagens e desvantagens dessa técnica e a eficácia do elemento de conexão.

4.2.1.1 Caso 1 – Estrutura 3 pavimentos – Estrutura 1 pavimentos

O caso 1 ilustrado na Figura 4.1 pode ser representado por meio de um modelo discreto de massas concentradas como se observa na Figura 4.5.

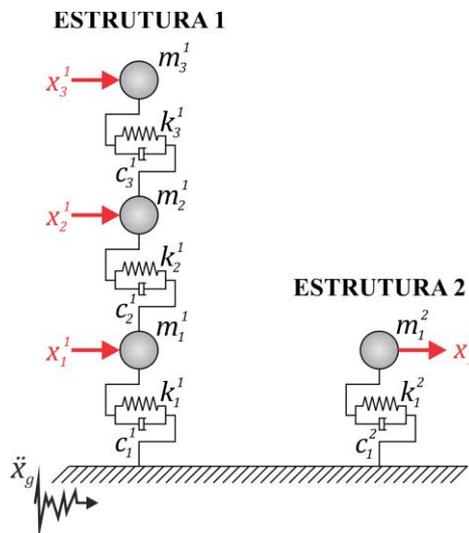


Figura 4.5 – Modelo discreto desacoplado do caso 1 – primeira etapa.

Primeiramente, foram calculadas as propriedades dinâmicas das edificações desacopladas, tais como período e frequência para o modo fundamental, as quais listam-se na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Propriedades dinâmicas das edificações desacopladas do caso 1 – primeira etapa.

Estrutura	T [s]	f [Hz]
1	0,689	1,450
2	0,307	3,259

A seguir, obtém-se as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos (x), velocidades (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) máximas absolutas de cada estrutura do modelo desacoplado (Figura 4.5) quando submetido aos sismos de El Centro, Kobe e Northridge, assim como os deslocamentos máximos relativos entre pavimentos (Δ_{\max}). Do mesmo modo e com o intuito de quantificar de maneira mais geral as respostas dinâmicas obtidas, obteve-se ainda o valor *rms* (*Root Mean Square*), que fornece uma medida da tendência central dos valores da resposta ao longo do tempo de cada característica dos modelos e dá uma boa medida do desempenho do sistema. A Tabela 4.4 apresenta esses resultados.

Tabela 4.4 – Respostas máximas absolutas das estruturas desacopladas do caso 1 – primeira etapa.

Sismo	Estrutura	x [m]		\dot{x} [m/s]		\ddot{x} [m/s ²]		Δ_{\max} [m]
		<i>max</i>	<i>rms</i>	<i>max</i>	<i>rms</i>	<i>max</i>	<i>rms</i>	
El Centro	1	0,103	0,035	0,894	0,327	9,484	3,025	0,0464
	2	0,021	0,005	0,434	0,109	8,984	2,286	0,0214
Kobe	1	0,471	0,064	4,378	0,582	38,374	5,332	0,2145
	2	0,051	0,004	0,824	0,079	21,274	1,812	0,0509
Northridge	1	0,206	0,042	1,759	0,376	22,148	3,649	0,0954
	2	0,100	0,015	2,073	0,315	41,918	6,472	0,0999

Em seguida, foi feito o estudo de otimização utilizando PSO a fim de obter a posição ótima do elemento de ligação entre as edificações adjacentes, assim como as suas propriedades mecânicas ideais k_I^3 e c_I^3 .

Neste caso em particular, observa-se na figura anterior que o número de pavimentos adjacentes, assim como o número de elementos de interligação que poderão ser usados, é um ($n = 1$; $n_d = 1$). Deste modo, apenas uma posição é suficiente para conectar os dois prédios vizinhos ($N = 1$), a qual se ilustra na Figura 4.6.

Como foi mencionado no item 4.1.3, os coeficientes k_l^3 e c_l^3 variaram de zero até 10×10^6 N/m e 10×10^6 Ns/m respectivamente. Os resultados da otimização para cada sismo utilizado listam-se na Tabela 4.5.

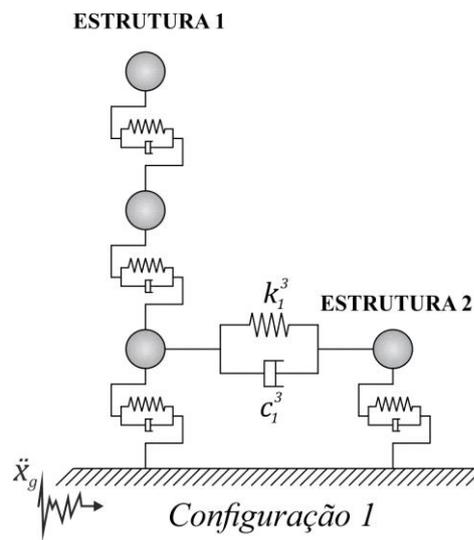


Figura 4.6 – Configuração possível de acoplamento para o caso 1 – primeira etapa.

Tabela 4.5 – Parâmetros ótimos obtidos no PSO para o modelo acoplado do caso 1 – primeira etapa.

Sismo	Estrutura	Posição ótima	c_n^3 [Ns/m]	k_n^3 [Ns/m]	$f_{objetivo}$ [m ²]
El Centro	1	Pav. 1	$3,4481 \times 10^5$	0	0,003992
	2				
Kobe	1	Pav. 1	$7,8993 \times 10^5$	0	0,021595
	2				
Northridge	1	Pav. 1	$1,4995 \times 10^5$	$4,1703 \times 10^6$	0,012818
	2				

Observa-se na tabela anterior que a diferença nos valores de k^3 e c^3 deve-se ao fato dos sismos terem intensidade, teores de frequências e acelerações horizontais de pico (PGA) diferentes, como se visualiza na Tabela 4.1, o que faz com que as edificações sofram pouca ou muita excitação e, por conseguinte, valores de k^3 e c^3 baixos ou altos.

Para controlar as respostas dinâmicas nas edificações vizinhas quando submetidas aos sismos de Kobe e Northridge é necessário utilizar dispositivos de conexão com valores de k^3 e c^3 altos em comparação ao sismo de El Centro. Isto é devido a esses dois sismos apresentarem valores de acelerações horizontais de pico (PGA) superiores em comparação ao do sismo de El Centro.

Observa-se nessa tabela que para controlar as respostas das edificações quando submetidas os sismos de El Centro e Kobe é necessário o uso de um dispositivo amortecedor sem mola. Esses tipos de dispositivos são chamados de amortecedores viscofluidos.

Igualmente, é possível observar na tabela anterior que o controle das respostas das edificações submetidas ao sismo de Northridge se consegue com um elemento de conexão com valores de k^3 e c^3 não nulos. Neste caso, recomenda-se trabalhar com amortecedores do tipo viscoelásticos.

Os amortecedores viscofluidos e viscoelásticos são amplamente utilizados no controle de estruturas submetidas a sismos devido à sua fácil instalação e baixo preço no mercado. No item 2.1.1 listam-se algumas vantagens e desvantagens do uso deste tipo de dispositivos.

Com o intuito de visualizar melhor a escolha dos valores ótimos de k^3 e c^3 , apresentam-se nas Figuras 4.7 a 4.9 as análises de sensibilidade dadas pelo PSO e para a posição ótima do amortecedor. Nessas figuras, cada isóbara ou curva de nível representa o valor da normalização entre os deslocamentos máximos relativos entre pavimentos dos sistemas acoplados e desacoplado obtidos para cada combinação de k^3 e c^3 . A intensidade da resposta é indicada através da intensidade de cores, onde a cor azul representa um valor próximo de zero e a cor vermelha o máximo valor da resposta.

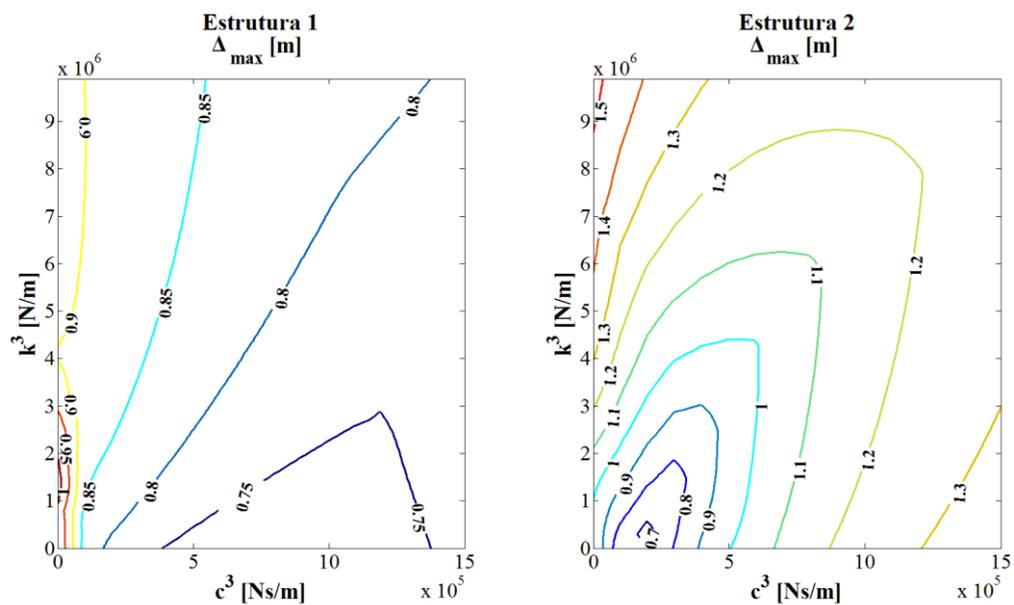


Figura 4.7 – Estudo paramétrico caso 1 – variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 e para o sismo El Centro – primeira etapa.

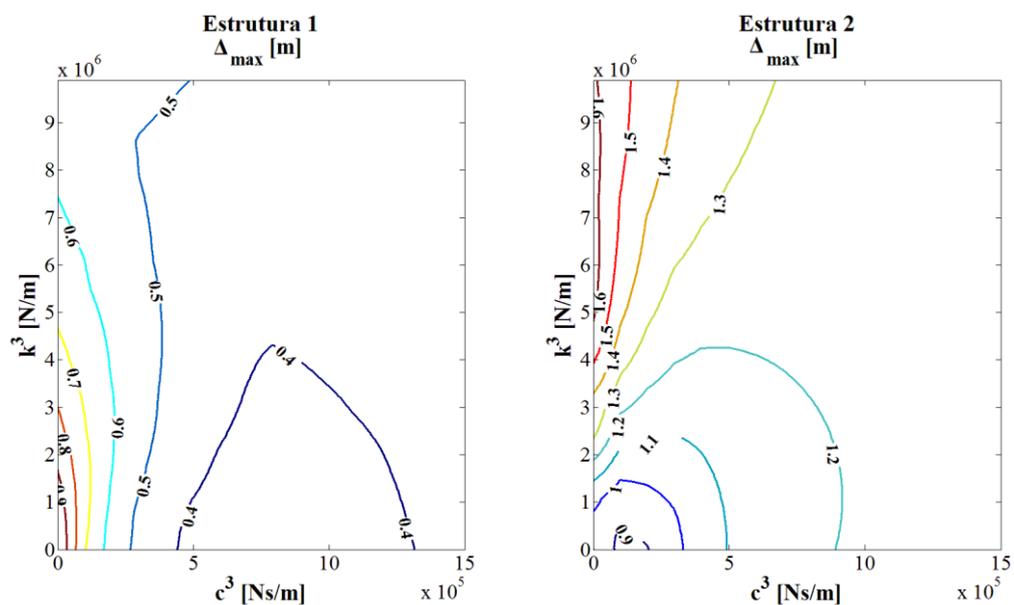


Figura 4.8 – Estudo paramétrico caso 1 – variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 e para o sismo Kobe – primeira etapa.

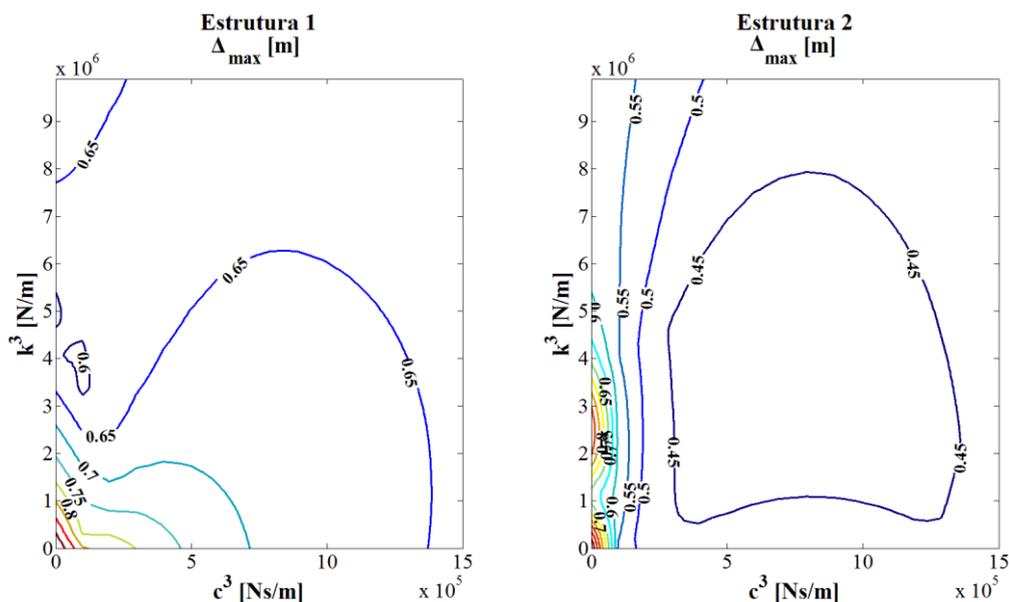


Figura 4.9 – Estudo paramétrico caso 1 – variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 e para o sismo Northridge – primeira etapa.

Nas Figuras 4.7 e 4.8 (sismos de El Centro e Kobe) é possível observar que as maiores reduções do deslocamento máximo relativo de pavimento na Estrutura 1 se conseguem para valores altos de c^3 e pequenos ou nulos de k^3 . Ao incrementar os valores desses dois coeficientes, esse deslocamento aumenta ficando perto do valor máximo desacoplado, ou seja, perto de um (1,0). No entanto, para diminuir o deslocamento máximo relativo da Estrutura 2, se faz necessário utilizar amortecedores com valores baixos de c^3 e valores nulos de k^3 .

Fenômeno diferente se visualiza na Figura 4.9 para o sismo de Northridge onde o sistema de acoplamento funcionou perfeitamente, apresentando reduções de 35 e 55% para a Estrutura 1 e 2 e para várias combinações de k^3 e c^3 .

Assim, das figuras anteriores pode-se deduzir que as mínimas respostas das estruturas não são atingidas para o mesmo valor de rigidez k^3 e amortecimento c^3 , cujos valores dependem muito do teor de frequência e da intensidade do abalo sísmico assim como das propriedades mecânicas e físicas das edificações.

Ao conectar duas edificações adjacentes por meio de amortecedores viscofluídos não se alteram as propriedades dinâmicas dessas, já que o dispositivo aumenta o amortecimento da estrutura e a massa do mesmo é desconsiderada.

Situação diferente se apresenta com os amortecedores viscoelásticos, tal como se ilustra na Figura 4.10, nos quais, à medida que o valor de k^3 aumenta, os períodos diminuem e,

por conseguinte, as frequências aumentam. Nesse caso, a presença dos amortecedores altera as propriedades dinâmicas do sistema acoplado.

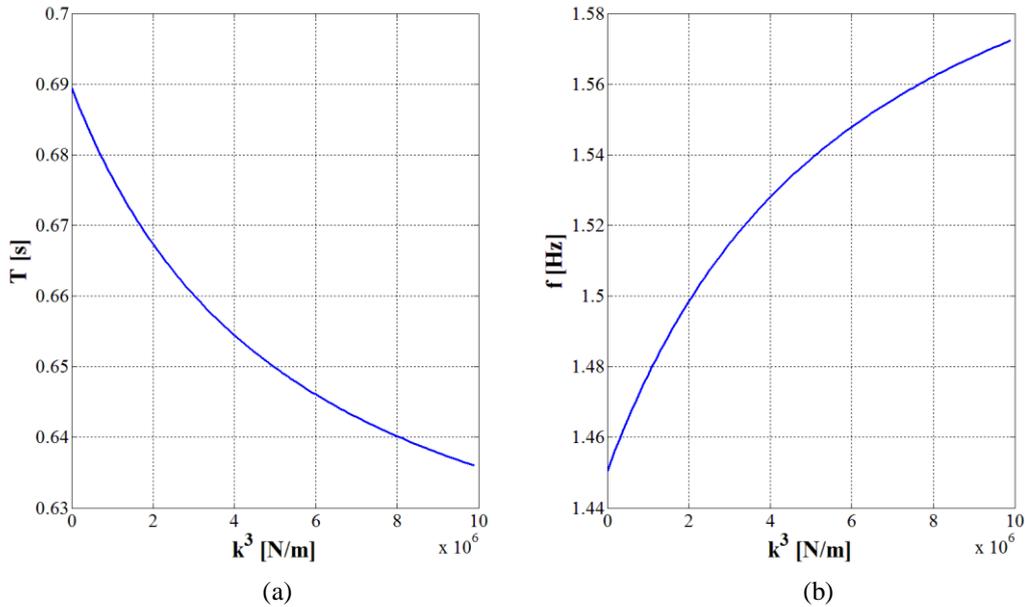


Figura 4.10 – Frequência fundamental e período em função da rigidez do amortecedor caso 1 – primeira etapa.

Assim, e para o caso em análise, calcularam-se as respostas dinâmicas do sistema acoplado utilizando os valores de k^3 e c^3 listados na Tabela 4.5. Primeiramente foram calculados o período e a frequência para o modo fundamental do sistema acoplado. Na Tabela 4.6 listam-se as frequências do sistema acoplado quando interligados por meio desses dois amortecedores. Se observa nessa tabela que o amortecedor viscoelástico tornou um 5,5% mais rígido o sistema acoplado, já que houve um leve aumento no valor da frequência natural.

Tabela 4.6 – Propriedades dinâmicas do sistema acoplado do caso 1 – primeira etapa.

Tipo de Sistema	T [s]	f [Hz]
Acoplado com amortecedor viscofluído	0,689	1,450
Acoplado com amortecedor viscoelástico	0,654	1,530

A seguir, calcularam-se as respostas do sistema acoplado em termos de deslocamento, velocidade e aceleração quando submetido aos três sismos e utilizando os valores ótimos de k^3

e c^3 listados na Tabela 4.5. Essas respostas obtidas foram comparadas com as calculadas para o sistema desacoplado (Tabela 4.4) a fim de estimar a porcentagem de redução na resposta. Na Tabela 4.7 enumeram-se esses resultados. Já nas Tabelas 4.8 e 4.9 ilustram-se as máximas respostas *rms* e deslocamentos máximos relativos entre pavimentos do sistema.

Tabela 4.7 – Comparativo das respostas máximas absolutas do sistema sem/com acoplamento do caso 1 – primeira etapa.

Sismo	Estrutura	Valores máximos absolutos			Redução		
		x^* [m]	\dot{x}^* [m/s]	\ddot{x}^* [m/s ²]	x [%]	\dot{x} [%]	\ddot{x} [%]
El Centro	1	0,103 (0,084)	0,894 (0,849)	9,484 (8,889)	19,0	4,1	5,3
	2	0,021 (0,018)	0,434 (0,283)	8,984 (5,729)	14,1	35,4	34,7
Kobe	1	0,471 (0,019)	4,378 (2,020)	38,374 (24,474)	58,6	53,9	36,3
	2	0,051 (0,060)	0,824 (0,727)	21,274 (16,652)	-18,6	12,3	22,1
Northridge	1	0,206 (0,142)	1,759 (1,510)	22,148 (21,216)	31,3	14,2	4,2
	2	0,100 (0,051)	2,073 (1,075)	41,918 (23,825)	49,0	48,1	43,1

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as máximas respostas dinâmicas do sistema acoplado.

Tabela 4.8 – Comparativo das respostas máximas *rms* do sistema sem/com acoplamento do caso 1 – primeira etapa.

Sismo	Estrutura	Valores máximos <i>rms</i>			Redução		
		x^* [m]	\dot{x}^* [m/s]	\ddot{x}^* [m/s ²]	x [%]	\dot{x} [%]	\ddot{x} [%]
El Centro	1	0,035 (0,019)	0,327 (0,184)	3,025 (1,873)	45,9	43,6	38,0
	2	0,005 (0,004)	0,109 (0,054)	2,286 (1,187)	32,4	49,8	47,7
Kobe	1	0,064 (0,020)	0,582 (0,194)	5,332 (2,046)	68,4	66,7	61,6
	2	0,004 (0,005)	0,079 (0,055)	1,812 (1,093)	-19,0	30,3	39,3
Northridge	1	0,042 (0,027)	0,376 (0,262)	3,649 (2,834)	35,9	30,2	22,3
	2	0,015 (0,007)	0,315 (0,135)	6,472 (3,095)	55,7	57,2	52,2

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as máximas respostas *rms* do sistema acoplado.

Tabela 4.9 – Comparativo dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos do sistema sem/com acoplamento do caso 1 – primeira etapa.

Sismo	Estrutura	Δ^* [m]	Redução [%]
El Centro	1	0,0464 (0,0351)	24,3
	2	0,0210 (0,0181)	14,1
Kobe	1	0,2135 (0,0711)	66,7
	2	0,0509 (0,0604)	-18,6
Northridge	1	0,0954 (0,0580)	40,6
	2	0,0998 (0,0509)	49,0

*Os valores dentro dos parêntesis indicam os deslocamentos máximos relativos entre pavimentos do sistema acoplado.

Nas Tabelas 4.7 e 4.8 é possível notar que as respostas para o sismo de El Centro e Kobe da Estrutura 1 (maior massa) apresentaram uma redução significativa devido à instalação do elemento de conexão. Já no caso da estrutura de menor massa (Estrutura 2), o deslocamento apresentou uma baixa redução, sendo a aceleração a resposta que mais diminuiu. No entanto, no sismo de Northridge, as duas estruturas apresentaram reduções significativas em todas as respostas.

Segundo as normas sismo resistentes, o deslocamento máximo relativo de pavimento não pode ultrapassar o 1,5% do pé direito da edificação que, para este caso em particular, seria aproximadamente 0,045 m. Comparando os resultados da Tabela 4.9 com os valores limites das normas, nota-se que apenas as edificações submetidas ao sismo de El Centro cumprem com esse requisito. Para os outros sismos e, mesmo que a técnica do acoplamento tenha reduzido os valores das respostas nas edificações, estas continuam sendo altas, sendo aconselhável a implementação de um sistema de controle adicional localizado em cada estrutura e que trabalhe em conjunto com o elemento de conexão.

Outro fator relevante é que pode ser notado na Tabela 4.9 é que para o sismo de Kobe, o deslocamento máximo relativo de pavimento da Estrutura 2 não apresentou redução, exibindo um aumento no valor se comparado com o calculado para o sistema desacoplado. Isto é devido a que essa estrutura precisa de valores muito baixos de k^3 e c^3 para diminuir a sua resposta como pode ser observado na Figura 4.8.

Com o intuito de visualizar melhor os resultados apresentados nas tabelas anteriores, nas Figuras 4.11 a 4.13 ilustram-se os gráficos comparativos dos deslocamentos, velocidades e acelerações de cada estrutura para o modelo sem acoplamento e com acoplamento obtidos no topo de cada edificação. Igualmente, nas Figura 4.14 a 4.17 se apresentam os comparativos dos

deslocamentos máximos absolutos normalizados, assim como os deslocamentos relativos de cada pavimento de cada edificação do modelo acoplado e desacoplado.

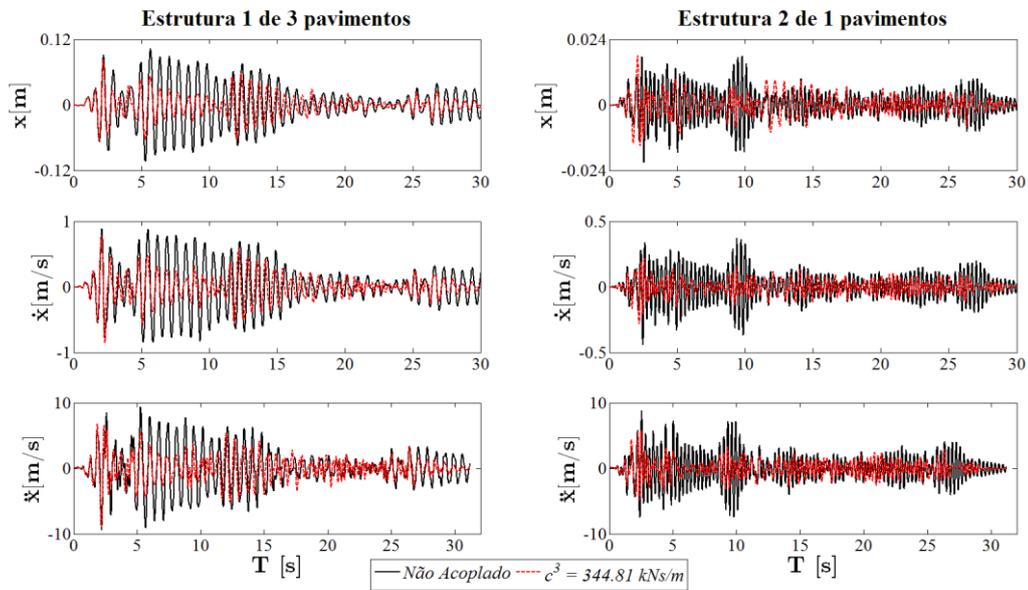


Figura 4.11 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 1 para o sismo de El Centro – primeira etapa.

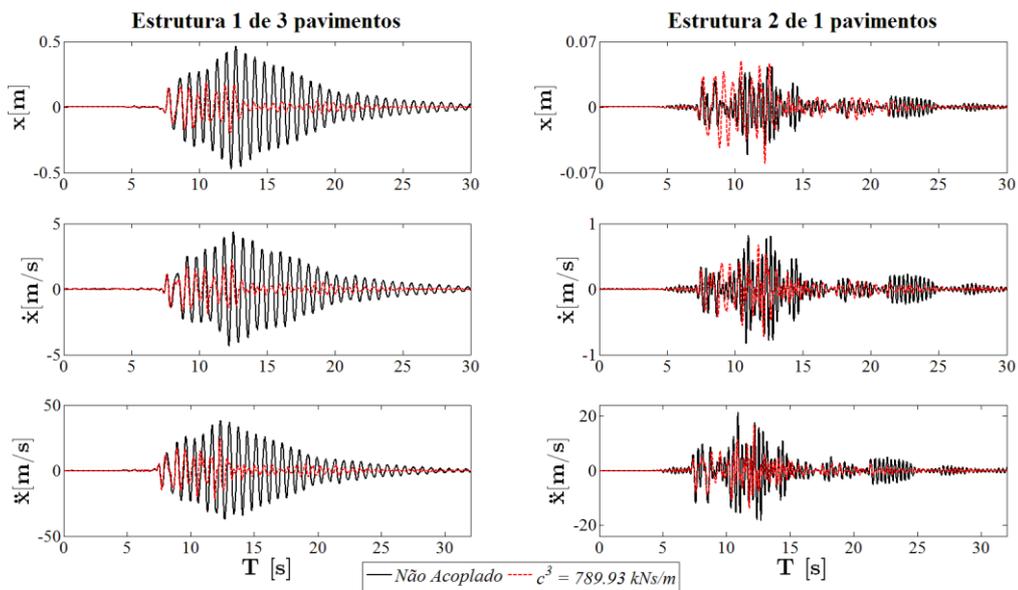


Figura 4.12 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 1 para o sismo de Kobe – primeira etapa.

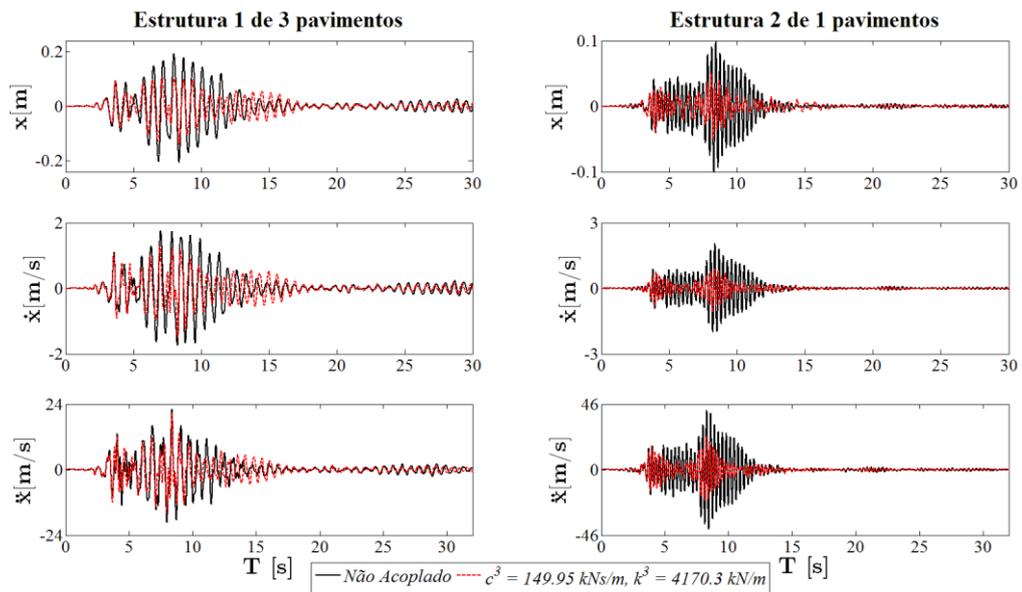


Figura 4.13 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 1 para o sismo de Northridge – primeira etapa.

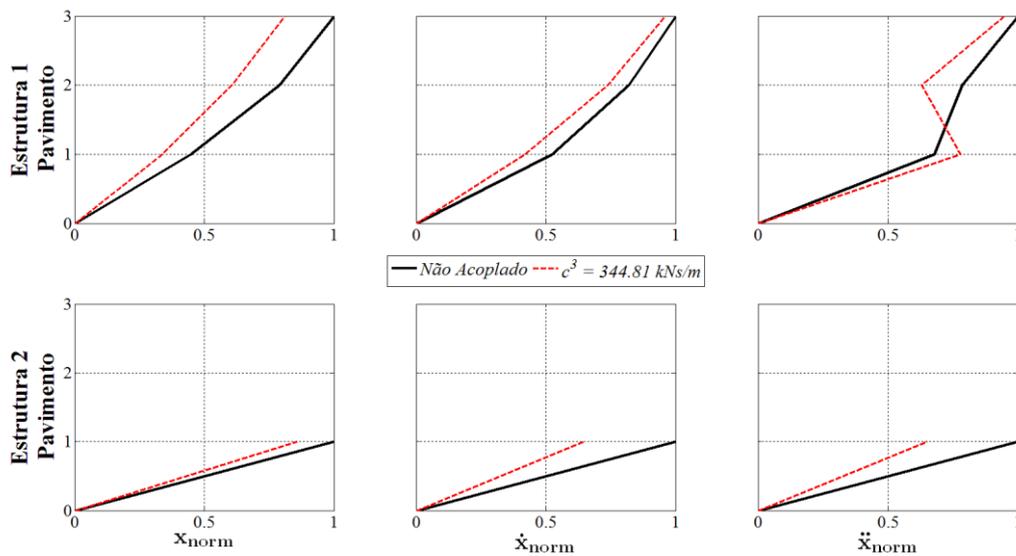


Figura 4.14 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 1 e o sismo de El Centro – primeira etapa.

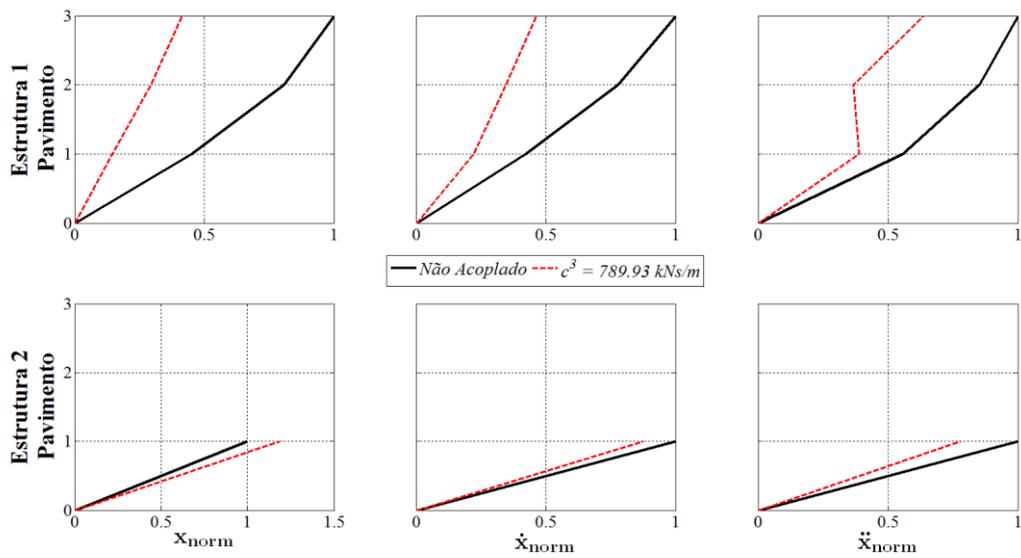


Figura 4.15 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 1 e o sismo de Kobe – primeira etapa.

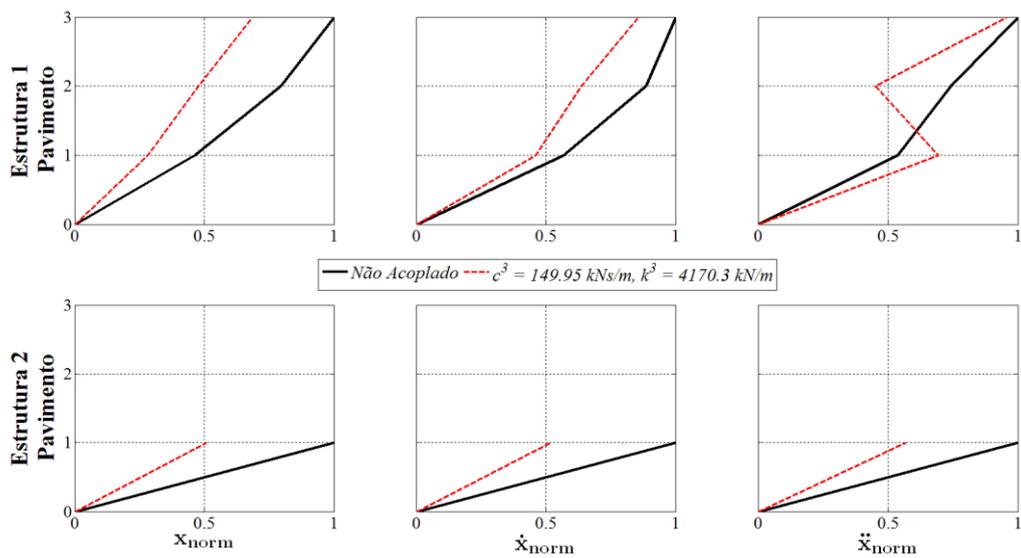


Figura 4.16 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 1 e o sismo de Northridge – primeira etapa.

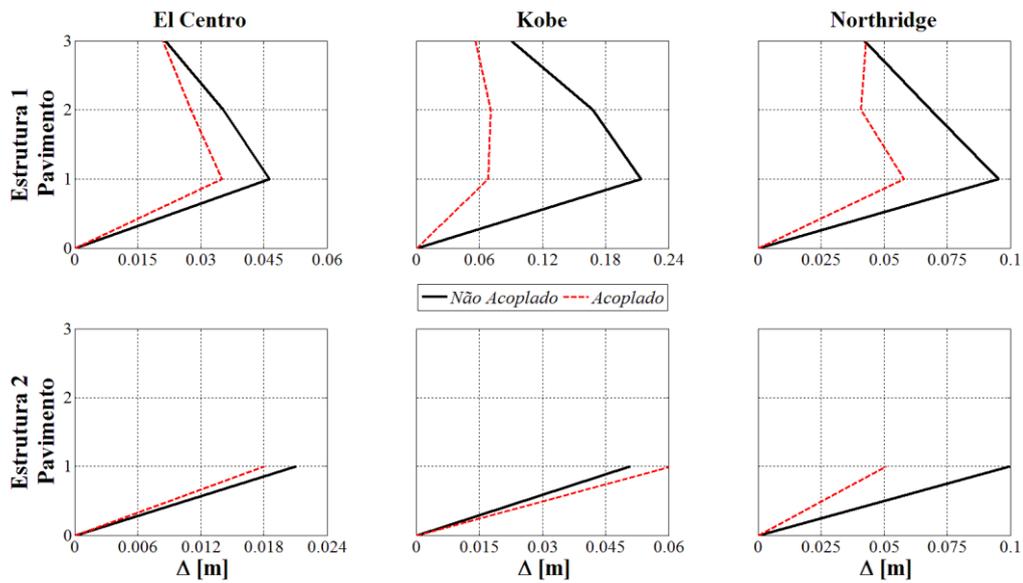


Figura 4.17 – Deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 1 para os três abalos sísmos – primeira etapa.

Vale ressaltar que a otimização por PSO apresentou bons resultados, no entanto, ao otimizar os valores de k^3 e c^3 é necessário definir uma função objetivo adequada em função das condições do projeto e construtivas, além do tipo de resposta que se quer controlar.

4.2.1.2 Caso 2 – Estrutura 5 pavimentos – Estrutura 5 pavimentos

O caso 2 ilustrado na Figura 4.1 pode ser representado por meio de um modelo discreto de massas concentradas como se observa na Figura 4.18. As estruturas mostradas nessa figura têm as mesmas propriedades mecânicas e físicas, isto é, a mesma altura, massa, rigidez e amortecimento.

Segundo Patel e Jangid (2013) a maioria de estudos que abordam a técnica do acoplamento confirmaram a eficácia dos amortecedores passivos para o controle da resposta das edificações vizinhas, porém, essa técnica se torna mais eficaz se as frequências das estruturas adjacentes são diferentes.

Para o modelo da Figura 4.18, o período e frequência para o modo fundamental de cada edificação são $T = 1,078$ s ($f = 0,928$ Hz) respectivamente. Neste caso e já que as edificações têm frequências iguais, pode-se dizer que a técnica de acoplamento é infrutífera no

controle das respostas dinâmicas dessas estruturas, independentemente do número de elementos de conexão e valores de k^3 e c^3 .

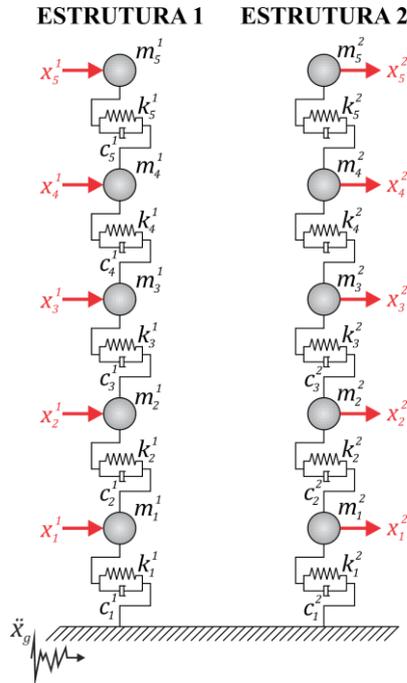


Figura 4.18 – Modelo discreto desacoplado do caso 2 – primeira etapa.

A fim de comprovar esse fenômeno, as edificações da figura anterior foram interligadas em todos os pavimentos das mesmas e utilizaram-se os valores mais altos disponíveis de k^3 e c^3 , isto é, 10×10^6 N/m e 10×10^6 Ns/m. Assim, nas Figuras 4.19 a 4.21 ilustram-se os gráficos comparativos dos deslocamentos, velocidades e acelerações de cada edificação sem e com acoplamento obtidos no topo de cada uma. Já nas Figura 4.22 a 4.25 se apresentam os comparativos dos deslocamentos máximos absolutos normalizados, assim como os deslocamentos relativos entre pavimentos de cada edificação do modelo acoplado e desacoplado.

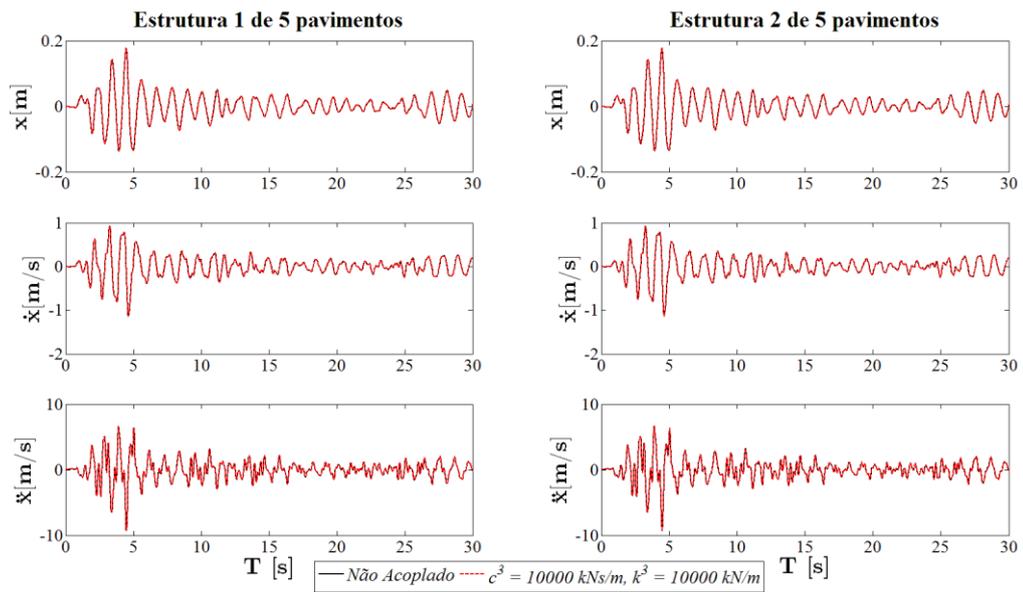


Figura 4.19 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 2 para o sismo de El Centro – primeira etapa.

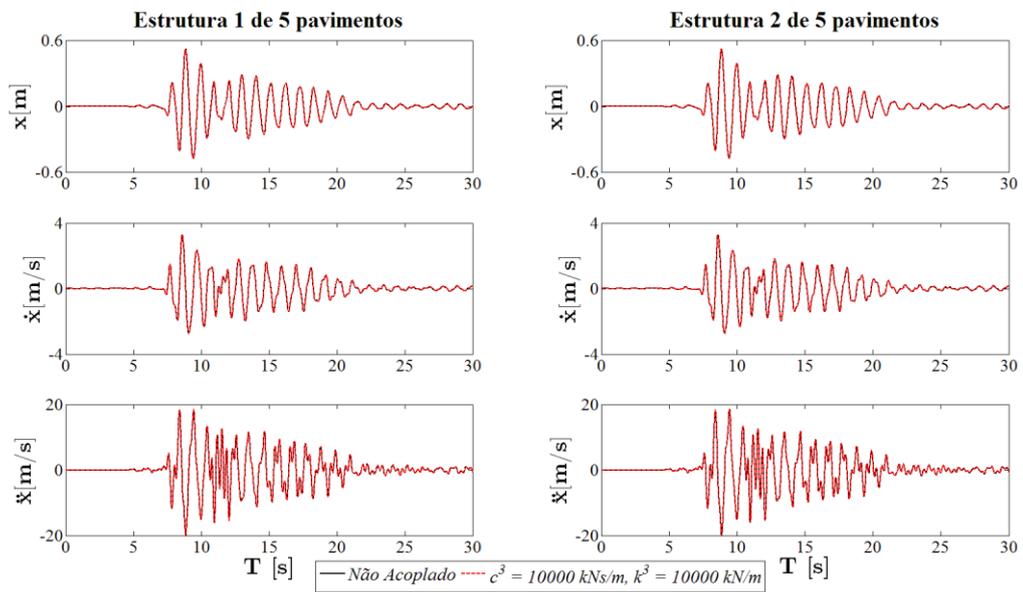


Figura 4.20 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 2 para o sismo de Kobe – primeira etapa.

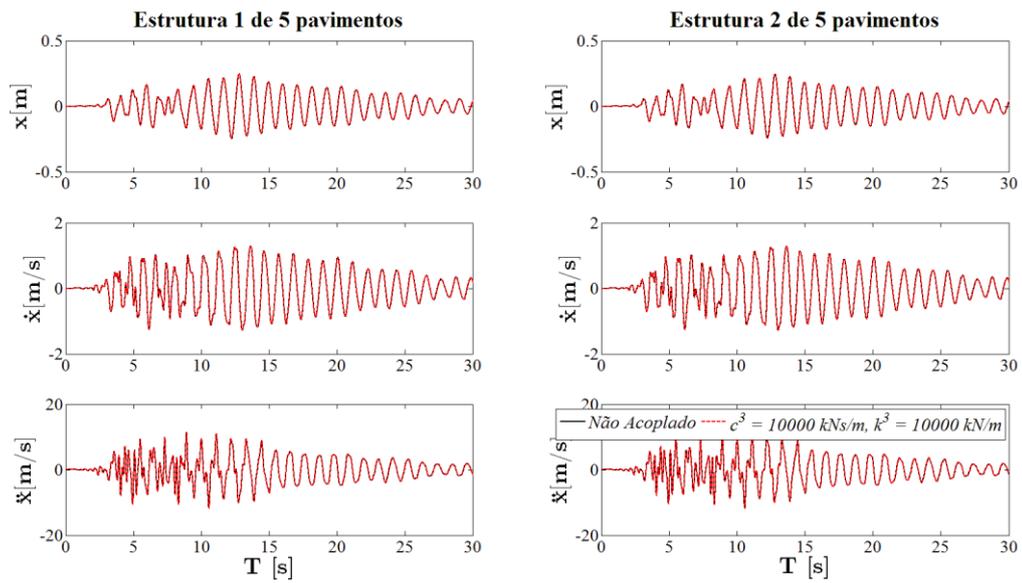


Figura 4.21 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 2 para o sismo de Northridge – primeira etapa.

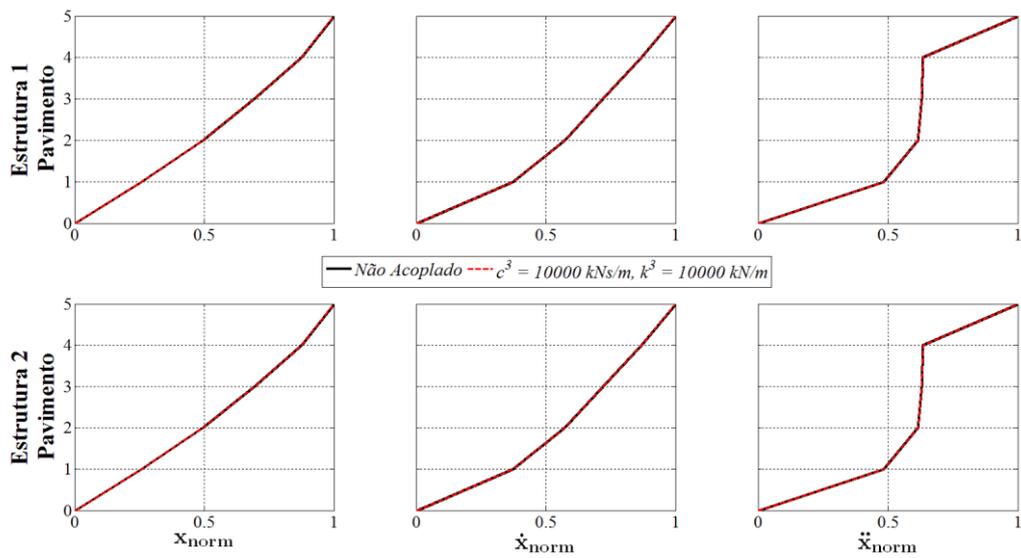


Figura 4.22 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 2 e o sismo de El Centro – primeira etapa.

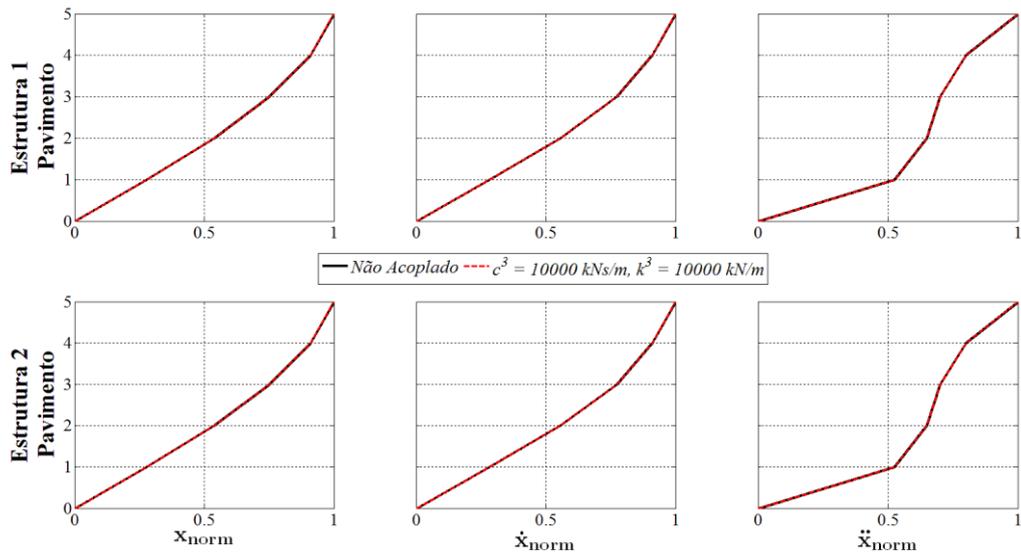


Figura 4.23 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 2 e o sismo de Kobe – primeira etapa.

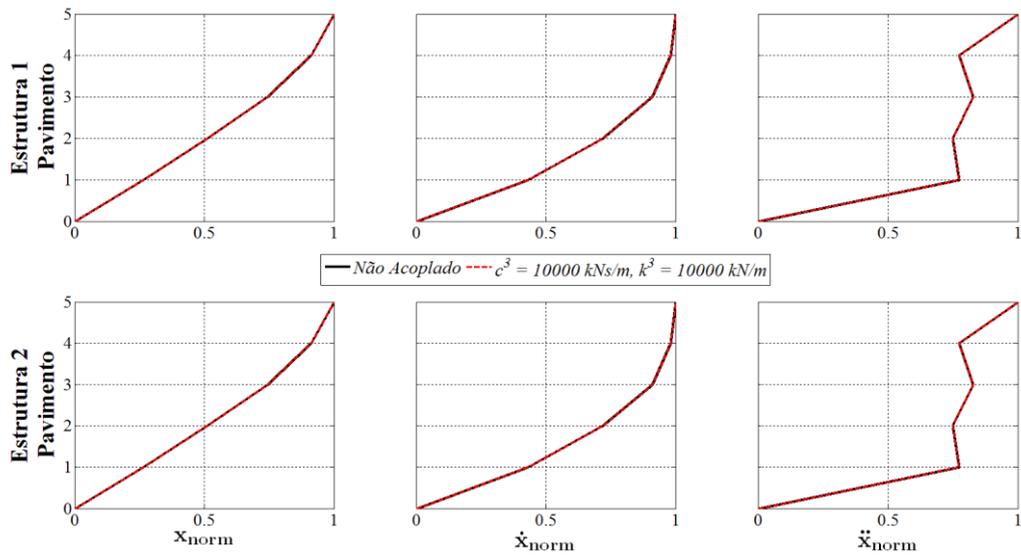


Figura 4.24 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 2 e o sismo de Northridge – primeira etapa.

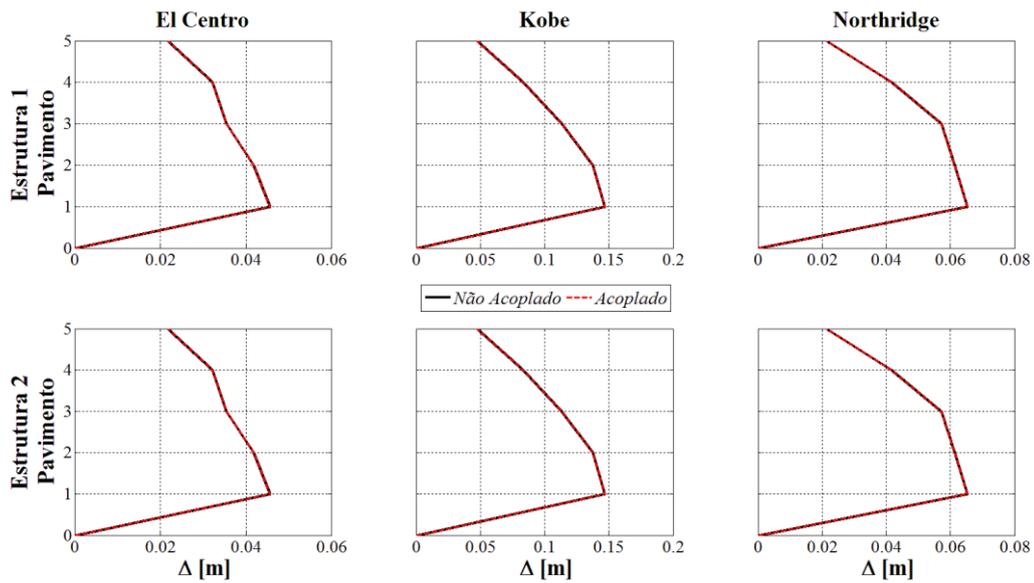


Figura 4.25 – Deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 2 para os três abalos sísmicos – primeira etapa.

É possível observar que o elemento de conexão não controlou as respostas dinâmicas das edificações, com o qual pode-se dizer que o desempenho da técnica de acoplamento é sensível à diferença entre as propriedades mecânicas e as alturas dos dois edifícios.

4.2.1.3 Caso 3 – Estrutura 8 pavimentos – Estrutura 4 pavimentos

Na Figura 4.26 ilustra-se o caso 3 por meio de um modelo discreto de massas concentradas. O período e a frequência para o modo fundamental das edificações desacopladas se mostram na Tabela 4.10.

Tabela 4.10– Propriedades dinâmicas das edificações desacopladas do caso 3 – primeira etapa.

Estrutura	T [s]	f [Hz]
1	1,663	0,601
2	0,883	1,132

Inicialmente, obtém-se as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações máximas absolutas de cada estrutura do modelo desacoplado quando

submetido aos três sismos assim como os máximos deslocamentos relativos entre pavimentos. Igualmente, calcularam-se as máximas respostas *rms*. A Tabela 4.11 apresenta esses resultados.

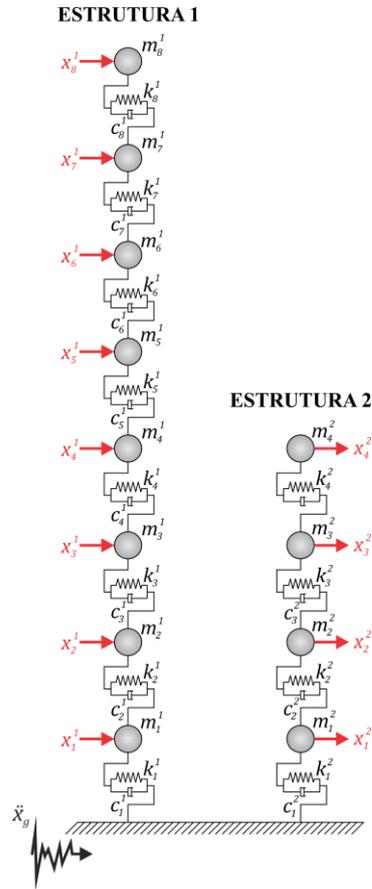


Figura 4.26 – Modelo discreto desacoplado do caso 3 – primeira etapa.

Tabela 4.11– Respostas máximas absolutas das estruturas desacopladas do caso 3 – primeira etapa.

Sismo	Estrutura	x [m]		\dot{x} [m/s]		\ddot{x} [m/s ²]		Δ_{\max} [m]
		<i>max</i>	<i>rms</i>	<i>max</i>	<i>rms</i>	<i>max</i>	<i>rms</i>	
El Centro	1	0,208	0,086	0,857	0,344	6,310	1,792	0,042
	2	0,202	0,057	1,375	0,411	11,701	3,007	0,069
Kobe	1	0,653	0,095	3,375	0,384	18,600	1,872	0,141
	2	0,517	0,064	4,089	0,465	28,526	3,327	0,182
Northridge	1	0,329	0,086	1,404	0,360	12,602	2,183	0,071
	2	0,404	0,094	3,479	0,677	31,483	5,231	0,132

Em seguida, foi feito o estudo de otimização utilizando PSO a fim de obter a posição ótima do elemento de ligação entre as edificações adjacentes, assim como as suas propriedades mecânicas ideais k^3 e c^3 .

Inicialmente, estudam-se as possíveis configurações de acoplamento e as características do amortecedor mediante a equação (4.5), sendo para este caso 15 ($N = 15$) possibilidades que se ilustram na Figura 4.27. A seguir, o PSO calcula a função objetivo de cada uma dessas configurações, as quais foram comparadas para obter a mínima função e assim obter a configuração ideal e os valores ótimos de k^3 e c^3 . Os resultados obtidos se listam na Tabela 4.12.

Do mesmo modo que para o caso 1, com o intuito de visualizar melhor a escolha dos valores ótimos de k^3 e c^3 , apresentam-se nas Figuras 4.28 e 4.30 as análises de sensibilidade dadas pelo PSO para a configuração de acoplamento ideal.

Tabela 4.12 – Parâmetros ótimos obtidos no PSO para o modelo acoplado do caso 3 – primeira etapa.

Sismo	Estrutura	Configuração ideal	Posição ótima	c_d^3 [Ns/m]	k_d^3 [Ns/m]	$f_{objetivo}$ [m ²]
El Centro	1	4	Pav. 4	$4,0541 \times 10^5$	0	0,004821
	2					
Kobe	1	4	Pav. 4	$3,1086 \times 10^5$	0	0,056773
	2					
Northridge	1	4	Pav. 4	$6,0192 \times 10^5$	0	0.010850
	2					

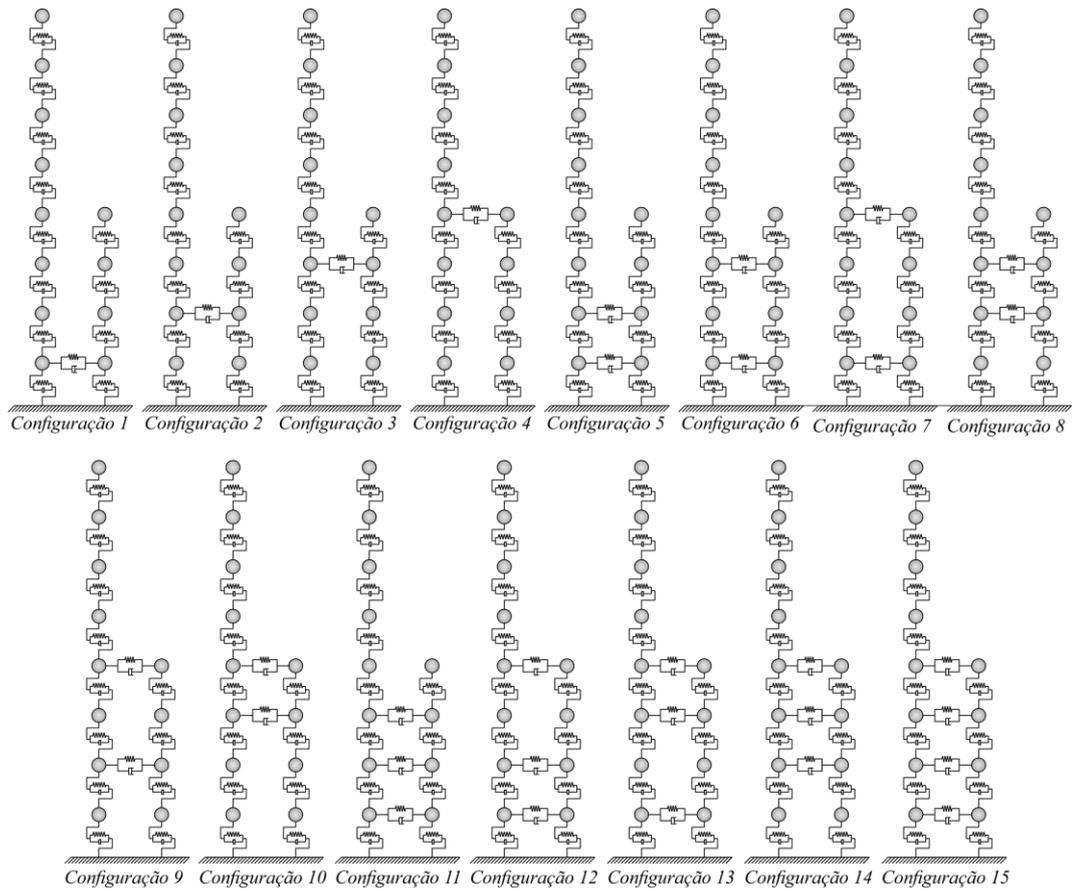


Figura 4.27 – Configurações possíveis de acoplamento para o caso 3 – primeira etapa.

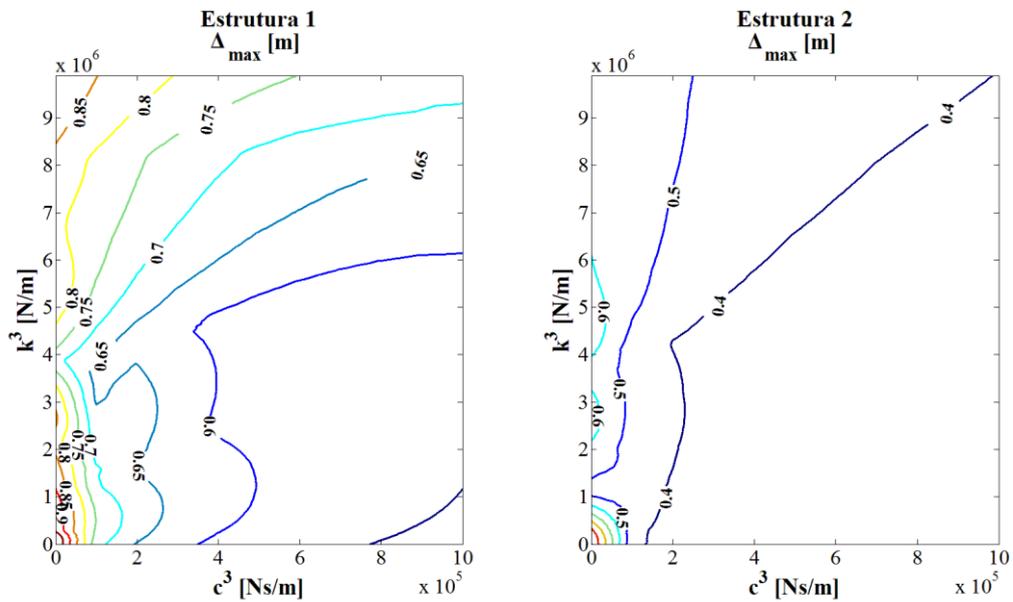


Figura 4.28 – Variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 da configuração ótima do caso 3 e para o sismo de El Centro – primeira etapa.

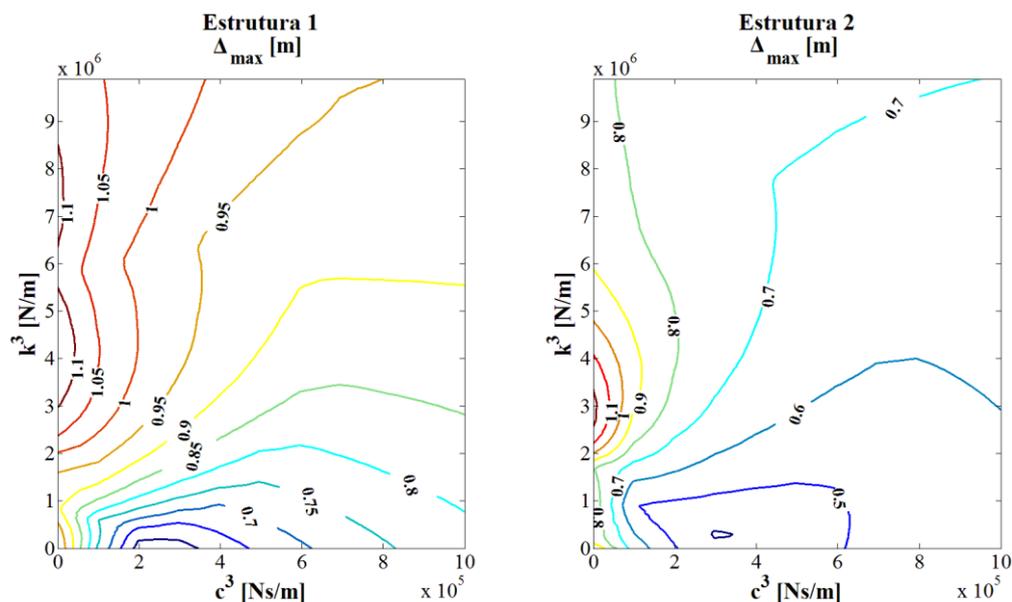


Figura 4.29 – Variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 da configuração ótima do caso 3 e para o sismo de Kobe – primeira etapa.

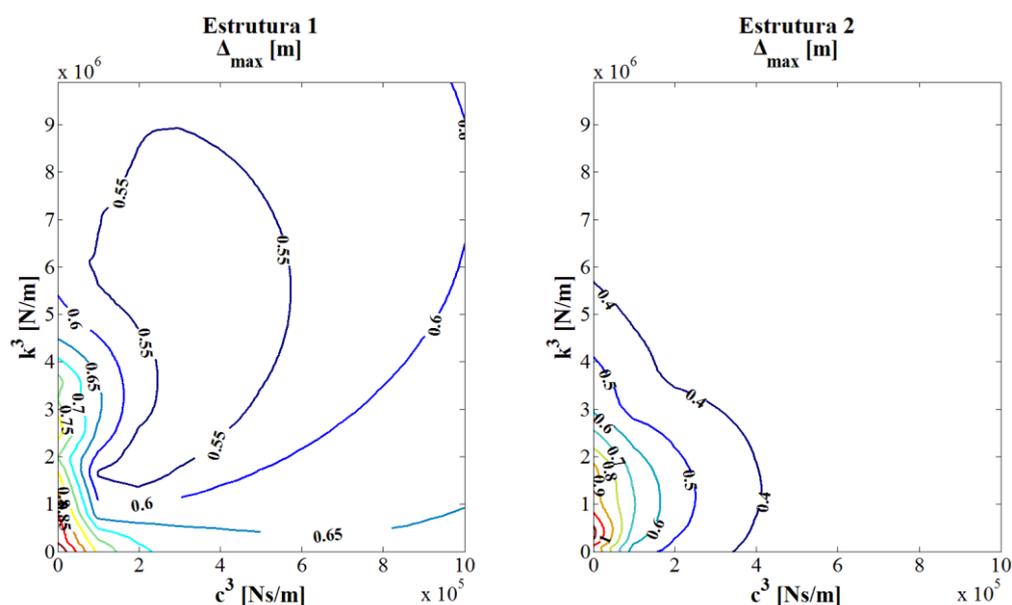


Figura 4.30 – Variação dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos para cada combinação de k^3 e c^3 da configuração ótima do caso 3 e para o sismo de Northridge – primeira etapa.

Observa-se na tabela anterior que, para este caso, recomenda-se trabalhar com amortecedores viscoflúidos para controlar as respostas das edificações quando submetidas aos três sismos. Nota-se que para o sismo de Kobe é necessário um amortecedor com um c^3 baixo conforme indica a Figura 4.29 onde se aprecia que para controlar as respostas de ambas as edificações é necessário um dispositivo de conexão com valores baixos das propriedades

mecânicas. Do mesmo modo, observa-se na Figura 4.30 que para o sismo de Northridge o sistema de acoplamento funcionou perfeitamente, mas é necessário um valor de c^3 um pouco elevado em comparação aos outros sismos (Tabela 4.12).

De igual maneira, é possível notar na tabela anterior que a posição onde se consegue a maior diminuição nas respostas, além de ser a mais econômica, seria no topo da menor estrutura (configuração 4 - ver Figura 4.27) o qual coincide com conclusões de outros pesquisadores. Igualmente, os resultados mostraram que o tipo de amortecedor a ser utilizado continua sendo um do tipo viscofluido.

A seguir, calcularam-se as respostas dinâmicas da configuração de acoplamento ótima (configuração 4) considerando os valores de k^3 e c^3 listados na Tabela 4.12. Inicialmente, apresentam-se na Tabela 4.13 as propriedades dinâmicas do sistema acoplado, tais como o período e a frequência para o modo fundamental. Como já foi dito antes, ao conectar duas edificações adjacentes por meio de amortecedores viscosos lineares não se alteram as propriedades dinâmicas dessas, já que o dispositivo aumenta o amortecimento da estrutura e a massa do mesmo é desconsiderada

Tabela 4.13 – Propriedades dinâmicas do sistema acoplado do caso 3 – primeira etapa.

Sistema	T [s]	f [Hz]
Acoplado	1,663	0,601

Posteriormente, calcularam-se as respostas em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações da configuração acoplada ótima quando submetida aos três sismos. Essas respostas foram comparadas com as obtidas para o sistema desacoplado (Tabela 4.11) a fim de estimar a porcentagem de redução na resposta. Na Tabela 4.14 enumeram-se esses resultados. Já nas Tabelas 4.15 e 4.16 listam-se as máximas respostas *rms* e os deslocamentos máximos relativos entre pavimentos do sistema.

Dessas tabelas é possível visualizar que as respostas dinâmicas das edificações vizinhas diminuíram consideravelmente ao serem acopladas, sendo as respostas da Estrutura 2 (menor massa) as que maiores reduções apresentaram. Por outro lado, observa-se nessas tabelas que as respostas das edificações adjacentes apresentaram as menores reduções quando foram

submetidas ao sismo de Kobe. Caso especial sucede com o sismo de Northridge onde houve um aumento no valor da aceleração absoluta da Estrutura 1 (ver Tabela 4.14).

Tabela 4.14 – Comparativo das respostas máximas absolutas do sistema sem/com acoplamento do caso 3 – primeira etapa.

Sismo	Estrutura	Valores máximos absolutos			Redução		
		x^* [m]	\dot{x}^* [m/s]	\ddot{x}^* [m/s ²]	x [%]	\dot{x} [%]	\ddot{x} [%]
El Centro	1	0,208 (0,133)	0,856 (0,732)	6,316 (5,450)	36,0	14,5	13,7
	2	0,202 (0,079)	1,371 (0,614)	11,725 (4,196)	60,7	55,2	64,2
Kobe	1	0,652 (0,502)	3,373 (2,602)	18,506 (16,904)	23,1	22,9	8,7
	2	0,517 (0,260)	4,074 (1,888)	28,591 (13,002)	49,7	53,7	54,5
Northridge	1	0,329 (0,184)	1,404 (1,260)	12,602 (13,057)	44,1	10,2	-3,6
	2	0,404 (0,114)	3,478 (1,226)	31,488 (9,434)	71,8	64,7	70,0

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as máximas respostas dinâmicas do sistema acoplado

Tabela 4.15 – Comparativo das respostas máximas *rms* do sistema sem/com acoplamento do caso 3 – primeira etapa.

Sismo	Estrutura	Valores máximos <i>rms</i>			Redução		
		x^* [m]	\dot{x}^* [m/s]	\ddot{x}^* [m/s ²]	x [%]	\dot{x} [%]	\ddot{x} [%]
El Centro	1	0,086 (0,037)	0,344 (0,184)	1,788 (1,200)	57,2	46,5	32,9
	2	0,057 (0,018)	0,411 (0,117)	3,002 (0,895)	68,4	71,6	70,2
Kobe	1	0,095 (0,050)	0,384 (0,247)	1,869 (1,412)	47,6	35,6	24,4
	2	0,064 (0,024)	0,465 (0,149)	3,323 (1,055)	62,8	68,0	68,3
Northridge	1	0,086 (0,048)	0,360 (0,255)	2,183 (1,741)	44,1	29,3	20,3
	2	0,094 (0,025)	0,677 (0,152)	5,230 (1,265)	73,9	77,6	75,8

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as máximas respostas *rms* do sistema acoplado.

Tabela 4.16 – Comparativo dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos do sistema sem/com acoplamento do caso 3 – primeira etapa.

Sismo	Estrutura	Δ^* [m]	Redução [%]
El Centro	1	0,042 (0,025)	41,2
	2	0,069 (0,025)	64,2
Kobe	1	0,141 (0,082)	41,5
	2	0,181 (0,074)	59,4
Northridge	1	0,071 (0,046)	34,7
	2	0,132 (0,044)	66,9

**Os valores dentro dos parêntesis indicam os deslocamentos máximos relativos entre pavimentos do sistema acoplado*

Como foi dito antes, a normas de estruturas resistentes a sismos definem que os deslocamentos máximos relativos entre pavimentos não podem ultrapassar 1,5% do pé direito da edificação que, para este caso, seria aproximadamente 0,03 m ou 0,045 m. Observa-se na Tabela 4.16 que os máximos relativos das duas estruturas e obtidos para os sismos de El Centro e Northridge foram menores que os valores limites. No entanto, nota-se que para o sismo de Kobe, mesmo que as respostas tenham sido reduzidas nas edificações por meio da técnica do acoplamento, os valores dos deslocamentos máximos relativos continuam por cima dos permitidos.

Com o intuito de visualizar melhor os resultados apresentados nas tabelas anteriores, nas Figuras 4.31 a 4.33 ilustram-se os deslocamentos, velocidades e acelerações de cada estrutura para o modelo sem acoplamento e com acoplamento obtidos no topo de cada edificação. Igualmente, nas Figuras 4.34 a 4.37 se apresentam os comparativos dos deslocamentos máximos absolutos normalizados e os relativos de cada pavimento de cada edificação do modelo acoplado e desacoplado.

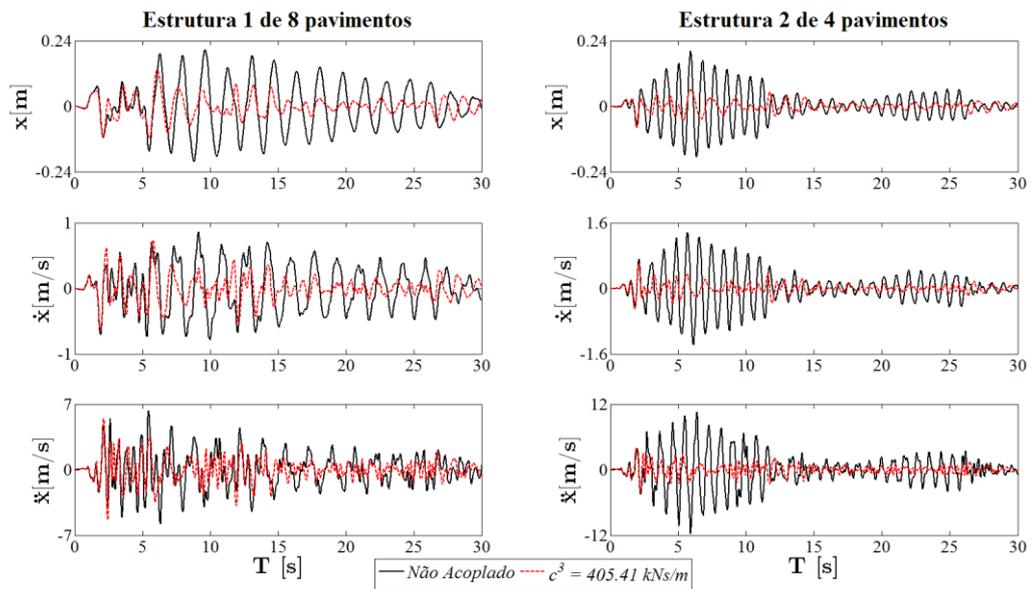


Figura 4.31 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 3 para o sismo de El Centro – primeira etapa.

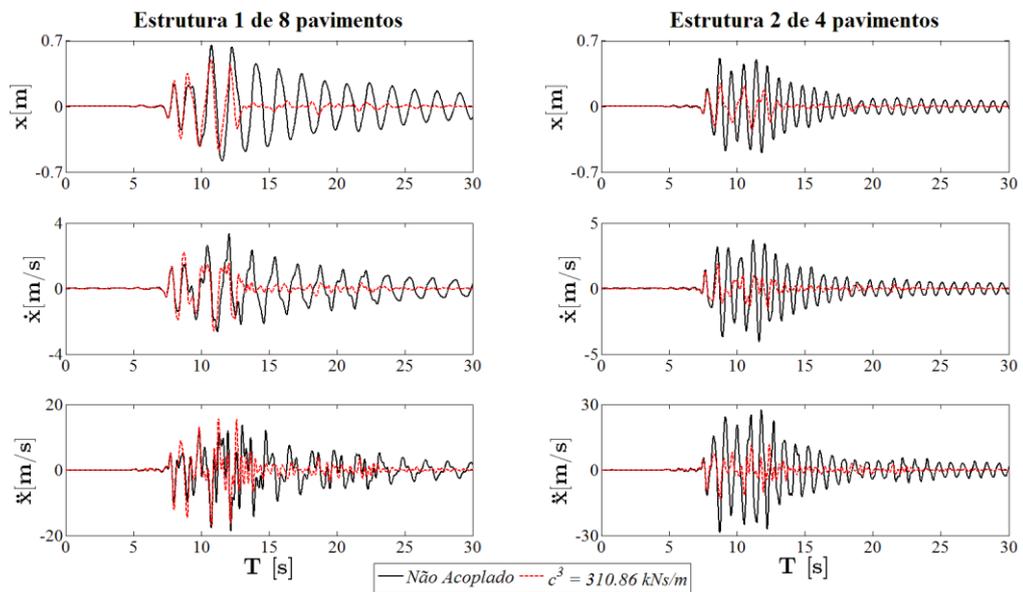


Figura 4.32 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 3 para o sismo de Kobe – primeira etapa.

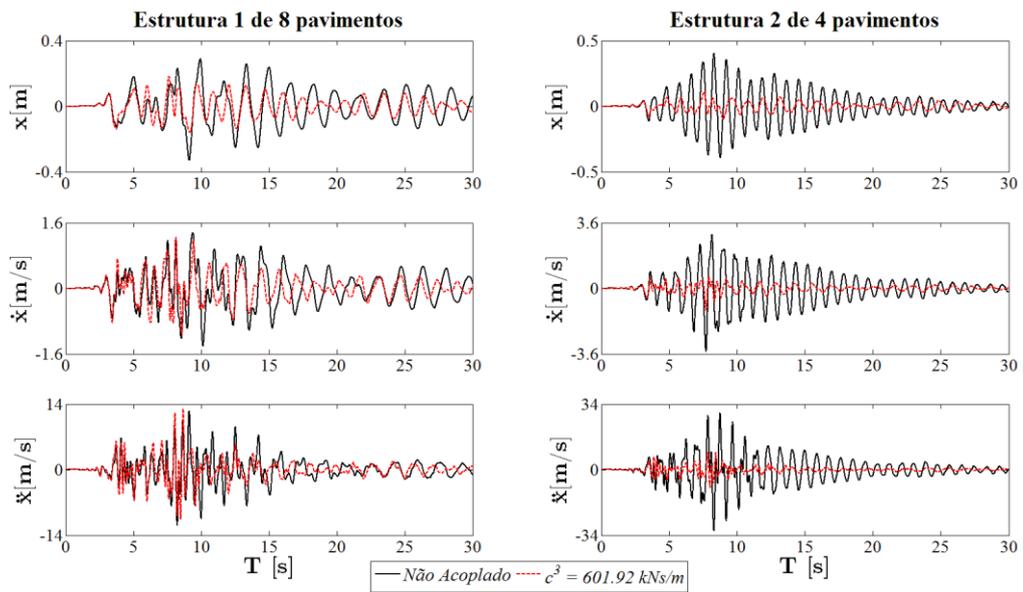


Figura 4.33 – Evolução no tempo dos deslocamentos, velocidades e acelerações obtidos no topo da cada edificação do caso 3 para o sismo de Northridge – primeira etapa.

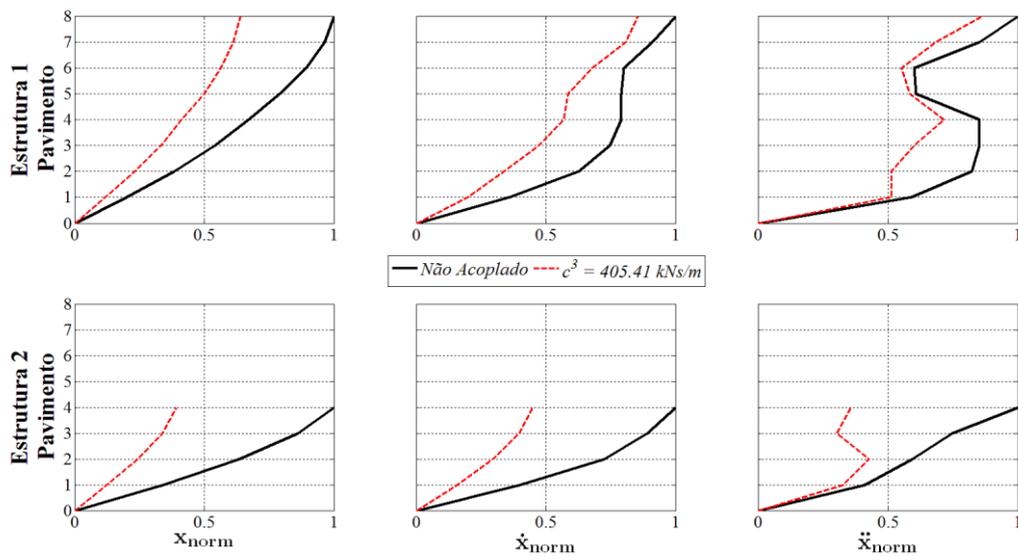


Figura 4.34 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 3 e o sismo de El Centro – primeira etapa.

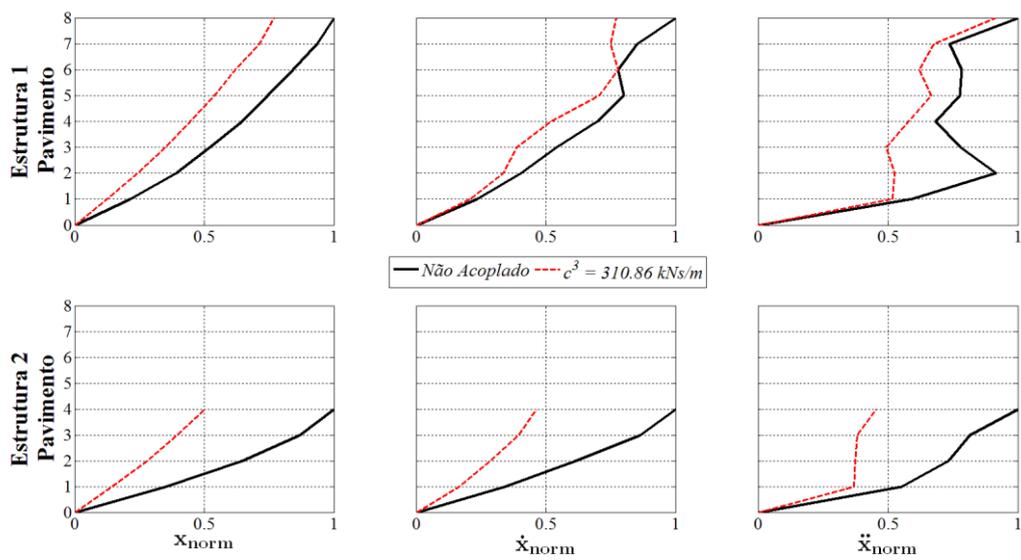


Figura 4.35 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 3 e o sismo de Kobe – primeira etapa.

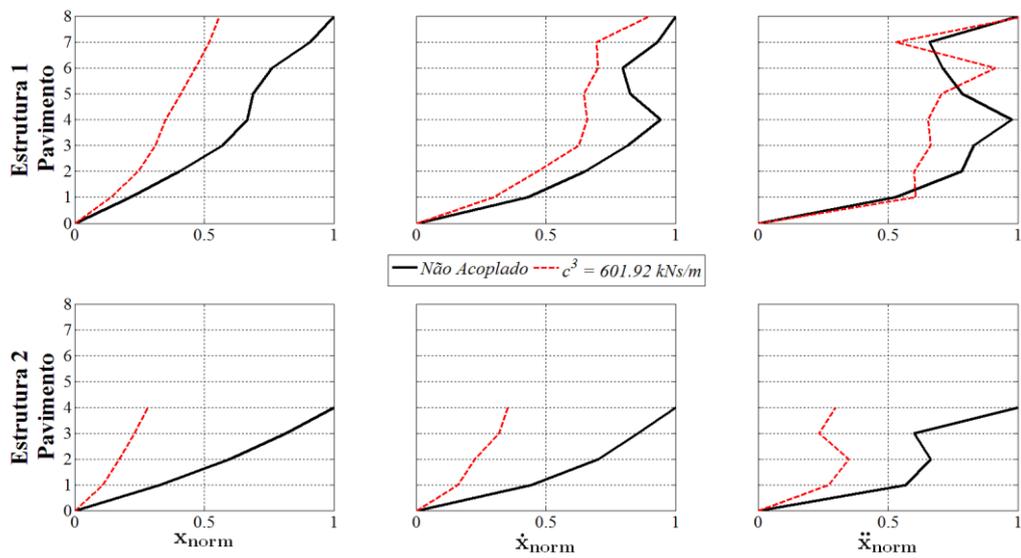


Figura 4.36 – Respostas dinâmicas normalizadas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração obtidas para o caso 3 e o sismo de Northridge – primeira etapa.

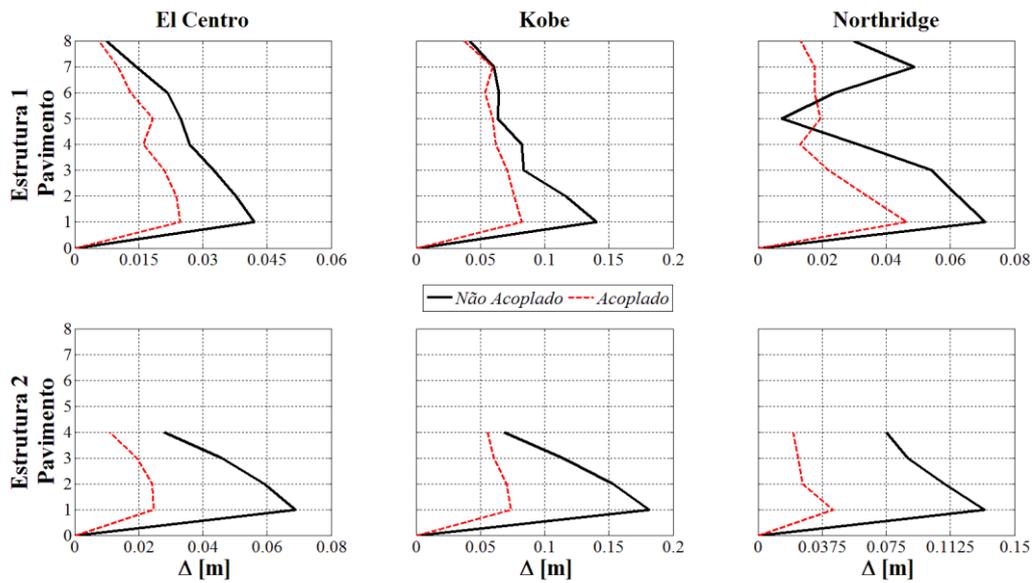


Figura 4.37 – Deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 3 para os três abalos sísmicos – primeira etapa.

Das figuras anteriores é possível visualizar que a técnica do acoplamento diminuiu consideravelmente as respostas dinâmicas da Estrutura 2 quando submetidas aos três sismos, o que corrobora o que foi afirmado antes; no entanto, para a Estrutura 1, a diminuição nos valores das respostas não foi tão considerável se comparado com a outra estrutura, sendo os deslocamentos absolutos e relativos os que mais diminuiram.

4.3 Segunda etapa – estruturas acopladas e apoiadas sobre base flexível

Nesta etapa foram analisados modelos acoplados apoiados sobre base flexível mostrados na Figura 4.2 ou na Figura 4.38, ou seja, considerando os efeitos da interação solo-estrutura (ISE). Considera-se que as edificações do sistema acoplado se apoiam sobre fundações superficiais circulares de 1,0 m e 2,0 m de raio respectivamente, as quais sustentam-se sobre os três tipos de solo: mole, semirrígido e rígido.

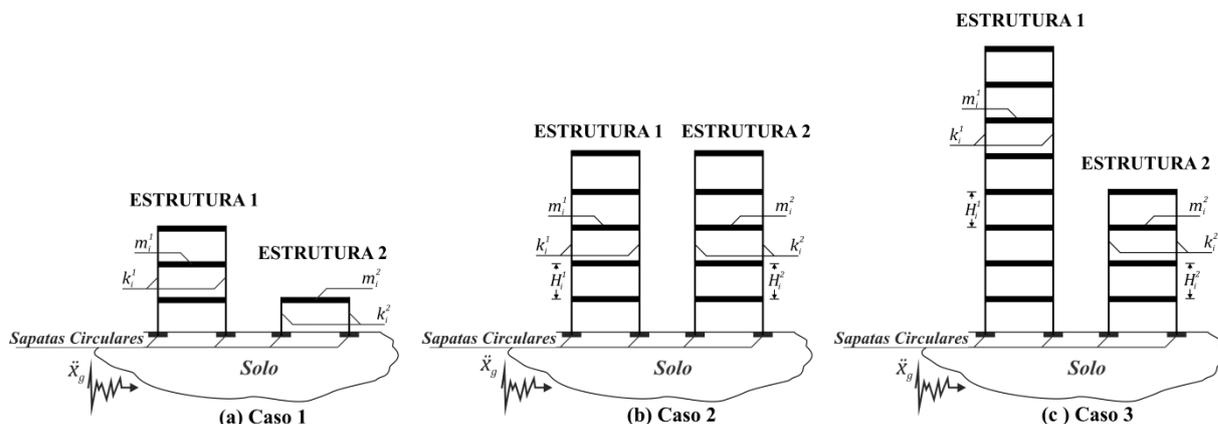


Figura 4.38 – Casos numéricos de edificações adjacentes apoiadas sobre base flexível.

Inicialmente, foram calculadas as propriedades dinâmicas das edificações sem acoplar tais como período e frequência para o modo fundamental, para os diferentes tipos de solo e para as diferentes medidas das sapatas. A seguir, calcularam-se as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos absolutos e relativos de pavimento, velocidades e acelerações dessas edificações sem e com acoplamento para os sismos de El Centro, Kobe e Northridge.

É importante enfatizar que ao considerar os efeitos da interação solo – estrutura (ISE) se obtém resultados mais realistas, porém, com maior esforço computacional, dando resultados superiores ou menores se comparados com os obtidos para os modelos simplificados, isto é, apoiados em base fixa.

Deste modo, as respostas obtidas nesta etapa foram comparadas com as obtidas para os casos semelhantes considerando base fixa (primeira etapa), com o propósito de avaliar tal fenômeno.

Um outro ponto a evidenciar é que as edificações da figura anterior foram acopladas utilizando os amortecedores com as propriedades ótimas calculadas na primeira etapa a fim de verificar como a consideração do solo altera a performance do acoplamento no controle das respostas dinâmicas.

Finalmente foram otimizadas as propriedades mecânicas do elemento de conexão considerando a ISE e esses valores foram comparados com os obtidos na primeira etapa a fim de verificar como o solo altera esses valores ótimos. Foi empregada a mesma função objetivo dada no item 4.1.3 e definida na equação (4.3).

4.3.1 Caso 1 – estrutura 3 pavimentos – estrutura 1 pavimentos

O caso 1 ilustrado na Figura 4.38 consiste em duas edificações vizinhas assentadas através de uma base rígida (sapatas) sobre um semi-espaco homogêneo, isotrópico, elástico linear (solo). As edificações mostradas nessa figura podem ser representadas por meio de modelos discretos de massas concentradas como se observa na Figura 4.39. Do mesmo modo, como dito no capítulo 3, o solo de fundação também pode ser representado por meio de um modelo discreto de molas e amortecedores lineares, tal como ilustra nessa figura.

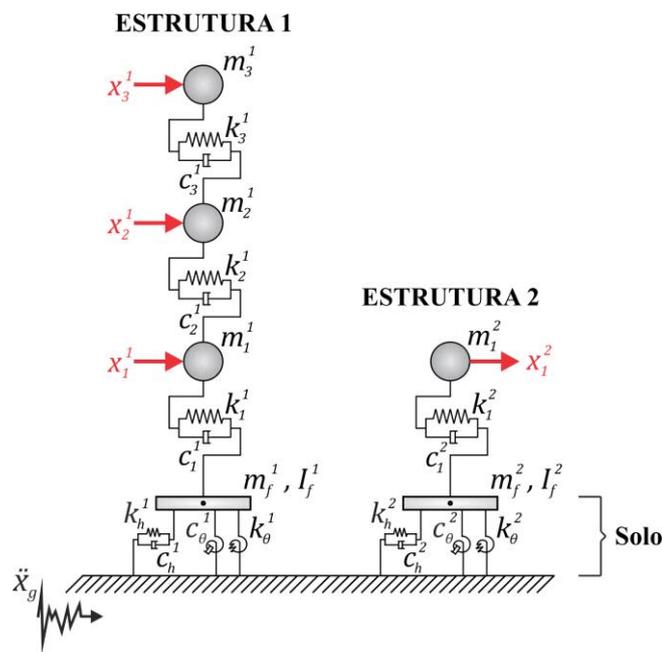


Figura 4.39 – Modelo discreto desacoplado do caso 1 – segunda etapa.

Inicialmente, foram calculados os períodos e as frequências para o modo fundamental das edificações desacopladas da figura anterior, para os diferentes tipos de solo e para as diferentes medidas das sapatas. Esses resultados listam-se na Tabela 4.17.

Nessa tabela observa-se que, com o aumento da flexibilidade do solo, os períodos de vibração aumentam, sendo esses valores maiores quando as edificações se apoiam sobre sapatas de 1,0 m de raio.

Tabela 4.17 – Propriedades dinâmicas das edificações desacopladas do caso 1 – segunda etapa.

Tipos de solo	Raio da sapata [m]	T [s]		f [Hz]	
		Estrutura 1	Estrutura 2	Estrutura 1	Estrutura 2
Rígido (S.R)	1,0	1,0625	0,3791	0,9412	2,638
	2,0	0,7588	0,3215	1,3178	3,1105
Semirrígido (S.SR)	1,0	1,2146	0,4116	0,8233	2,4298
	2,0	0,8028	0,3316	1,2456	3,0159
Mole (S.M)	1,0	1,495	0,4709	0,6689	2,1237
	2,0	0,9186	0,3581	1,0887	2,7923

A fim de visualizar os efeitos de considerar o solo nos valores das propriedades dinâmicas das edificações, os valores do período e frequência fundamental das edificações desacopladas apoiadas em base flexível (Tabela 4.17) foram comparados com os valores das edificações apoiadas em base fixa (item 4.2.1.1 – Tabela 4.3). Essas comparações se apresentam na Figura 4.40, onde as siglas S.R, S.SR e S.M indicam solo rígido, semirrígido e mole respectivamente.

Na figura abaixo, observa-se que ao apoiar as estruturas nos três tipos de solo, os valores dos períodos aumentaram se comparados aos obtidos quando considerada base fixa. É interessante ressaltar que os maiores incrementos se apresentaram com as sapatas circulares de 1,0 m de raio (*linha azul*) quando assentadas no solo mole (S.M).

Igualmente, pode-se visualizar na figura anterior que, quanto mais rígido o solo, o comportamento das edificações apoiadas em base flexível se assemelha ao comportamento das mesmas estruturas apoiadas em base fixa, sendo o comportamento esperado. As mudanças nos valores das frequências naturais das edificações afetam o desempenho sísmico das estruturas, o qual passa a depender das componentes de frequência do abalo sísmico.

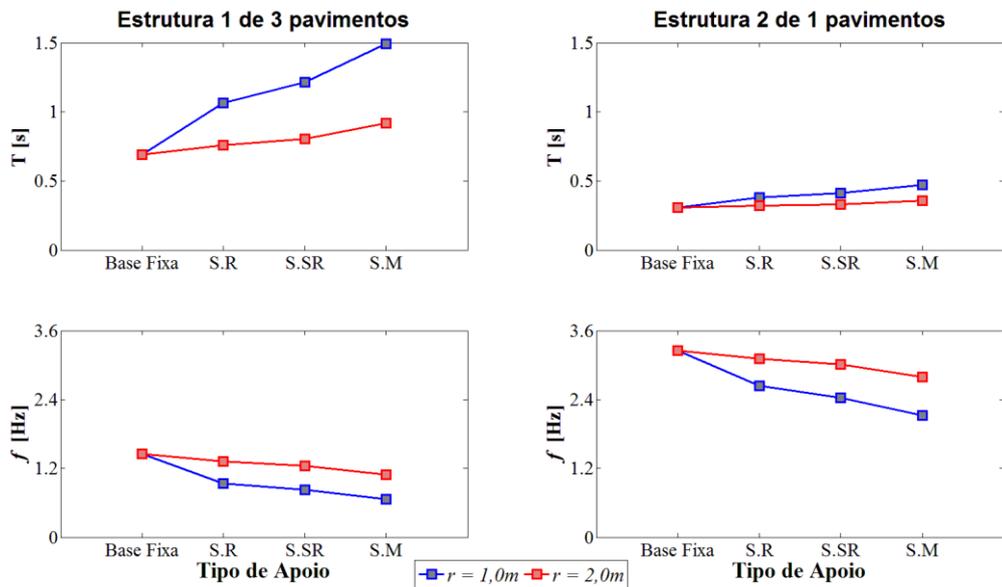


Figura 4.40 – Variação do período T e da frequência fundamental f das edificações vizinhas não acopladas sustentadas em sapatas circulares de raios $r = 1$ m e $r = 2$ m e para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e S.M) – caso 1 – segunda etapa.

A seguir, apresenta-se uma análise detalhada das edificações da Figura 4.39 quando submetidas aos três abalos sísmicos (El Centro, Kobe e Northridge) a para as condições sem e com acoplamento, considerando os efeitos da interação solo – estrutura (ISE).

4.3.1.1 Influência da interação solo – estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de El Centro

4.3.1.1.1 Edificações sem acoplamento

Calcularam-se as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos (x) absolutos e relativos de pavimento (Δ), velocidades (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) das edificações da Figura 4.39 e foram normalizadas em relação às respostas calculadas para as mesmas edificações, porém, apoiadas sobre base fixa (item 4.2.1.1 – tabela 4.4) a fim de estimar se houve aumento ou diminuição nos valores das respostas dinâmicas devido a consideração da ISE. Essas respostas visualizam-se nas Figuras 4.41 a 4.44.

Já nas Tabelas 4.18 e 4.19 apresentam-se os valores máximos dessas respostas dinâmicas, assim como as reduções ou aumentos dessas respostas em relação às obtidas para as edificações sem acoplamento apoiada sobre base fixa.

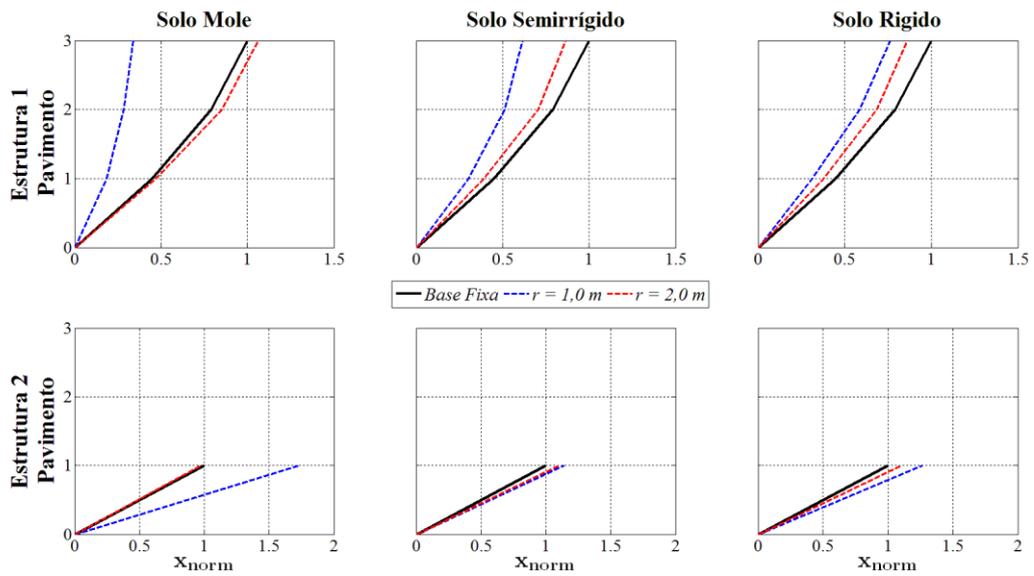


Figura 4.41 – Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo El Centro – segunda etapa.

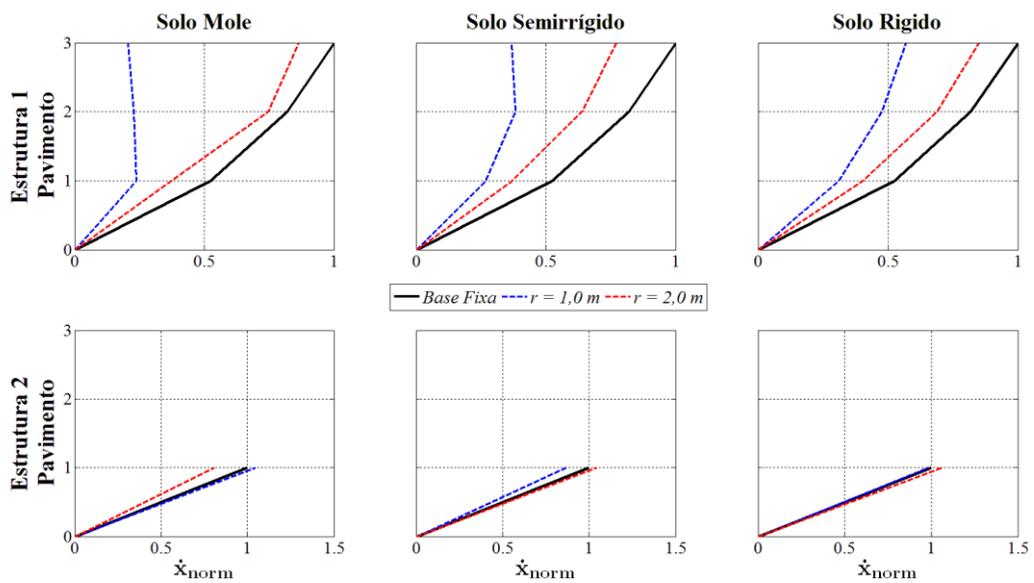


Figura 4.42 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo El Centro – segunda etapa.

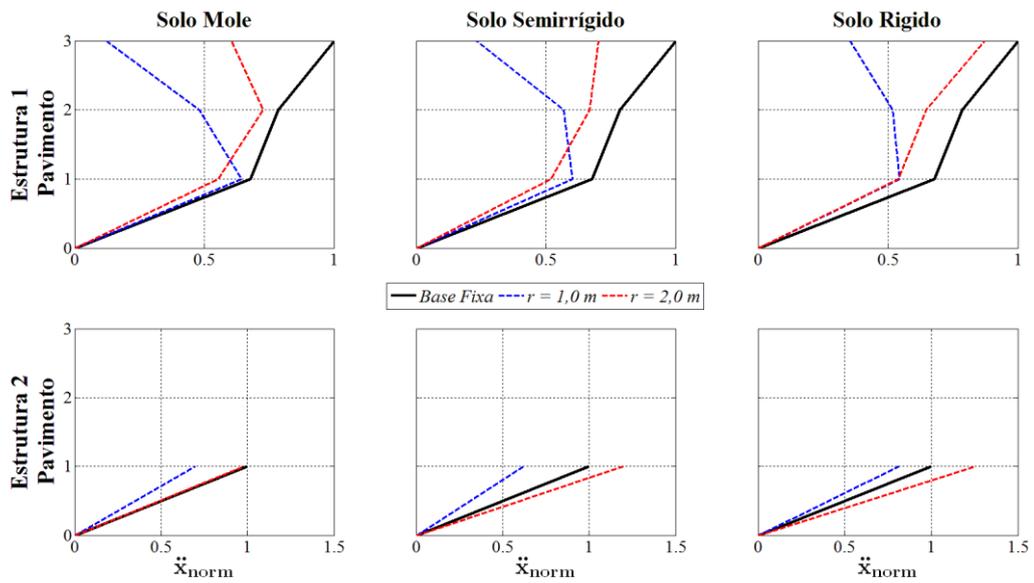


Figura 4.43 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo El Centro – segunda etapa.

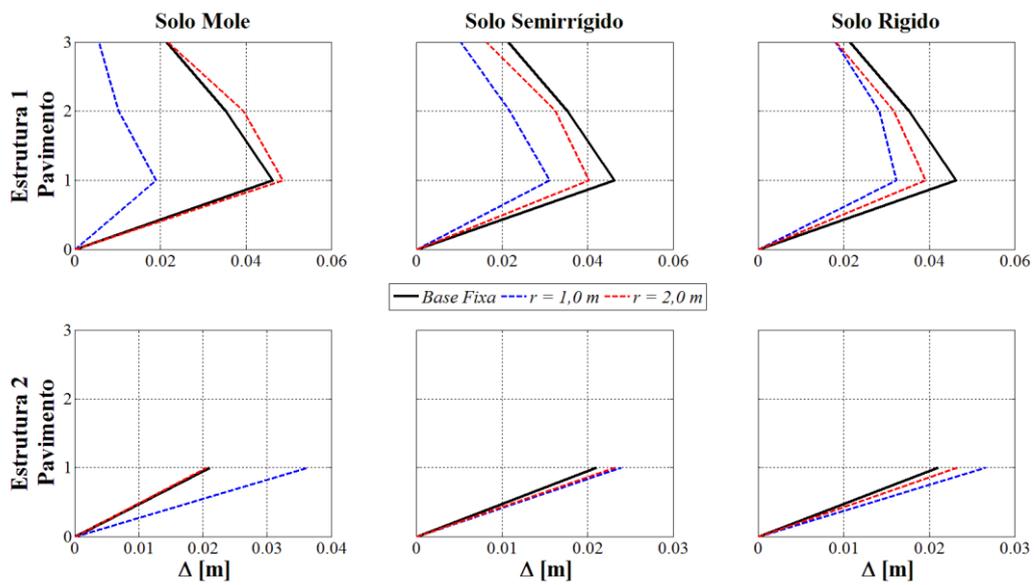


Figura 4.44 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – El Centro – Caso 1 – segunda etapa.

Tabela 4.18 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – sismo El Centro – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Rígido	x_{max} [m]	0,0788 (23,8%)	0,0892 (13,7%)	0,0266 (0%)	0,0233 (0%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,5035 (43,2%)	0,7521 (15,1%)	0,4329 (1,3%)	0,4662 (0%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	5,1095 (45,5%)	8,1782 (12,8%)	7,1388 (18,7%)	11,0199 (0%)
Semirrígido	x_{max} [m]	0,0634 (38,6%)	0,0894 (13,5%)	0,024 (0%)	0,0232 (0%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,3386 (61,8%)	0,6834 (22,8%)	0,3808 (13,2%)	0,4579 (0%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	5,6646 (39,6%)	6,594 (29,7%)	5,4606 (37,8%)	10,5166 (0%)
Mole	x_{max} [m]	0,035 (66,1%)	0,1099 (0%)	0,0364 (0%)	0,0205 (2,4%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,2101 (76,3%)	0,7658 (13,5%)	0,4587 (0%)	0,3545 (19,2%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	6,0488 (35,5%)	6,8259 (27,3%)	6,1297 (30,2%)	8,6197 (1,8%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE

Tabela 4.19 – Comparativo dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – El Centro – segunda etapa.

Sismo	Tipo de solo	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
El Centro	Rígido	0,0323 (30,3%)	0,0391 (15,6%)	0,0266 (0%)	0,0233 (0%)
	Semirrígido	0,0311 (32,8%)	0,0404 (12,8%)	0,024 (0%)	0,0232 (0%)
	Mole	0,0191 (58,9%)	0,0486 (0%)	0,0364 (0%)	0,0205 (2,4%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE.

Percebe-se nas figuras e tabelas anteriores que a consideração da interação solo – estrutura (ISE) conduz a respostas menores na Estrutura 1 em relação à mesma edificação, porém apoiada numa base fixa (*linha preta*). Neste caso, o modelo apoiado em base fixa se considera conservador, podendo ser adotado já que os resultados estão voltados para o lado da segurança.

Cenário diferente visualiza-se na Estrutura 2 para os mesmos abalos sísmicos, onde os valores dos deslocamentos absolutos e relativo de pavimento assim como os valores das velocidades aumentaram sem importar o tamanho da sapata e o tipo de solo. No entanto, os valores das acelerações diminuíram quando essa estrutura se assentou numa sapata de 1,0 m de raio. Neste caso, o solo amplificou a energia do sismo, fazendo com que as respostas dinâmicas nas edificações aumentassem, mostrando a importância de considerar os efeitos do solo.

4.3.1.1.2 Edificações com acoplamento

Com o intuito de avaliar a influência da ISE na performance da técnica do acoplamento, utilizaram-se as propriedades ótimas dos elementos de conexão c^3 e k^3 que foram calculadas na primeira etapa para o cálculo das respostas dinâmicas das edificações da Figura 4.39, assim como a sua posição ótima entre as estruturas. Os valores desses coeficientes são $c^3 = 3,4481 \cdot 10^5$, $k^3 = 0$ e a posição ótima foi no topo da menor estrutura (Tabela 4.5), respectivamente.

Deste modo, apresenta-se nas Figuras 4.45 e 4.46 o comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos obtidos para o sistema do caso 1 assentado em sapatas circulares de 1,0 m e 2,0 m de raio, onde a linha preta representa as respostas do sistema acoplado e apoiado em base fixa; a linha azul indica as respostas das edificações não acopladas e apoiadas em base flexível; e, finalmente, a linha vermelha representa as respostas do sistema acoplado e apoiado sobre base flexível.

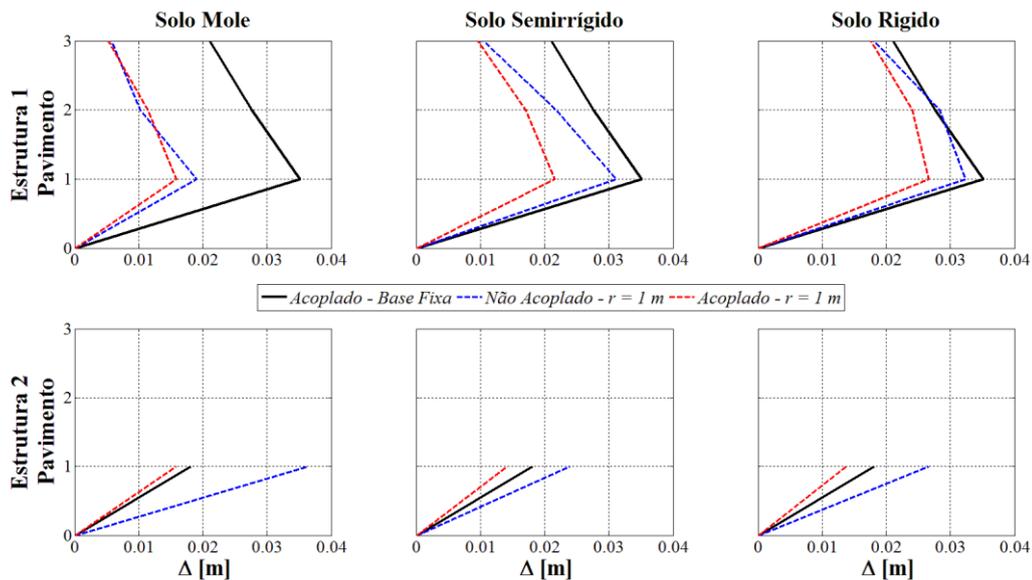


Figura 4.45 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 1 – segunda etapa.

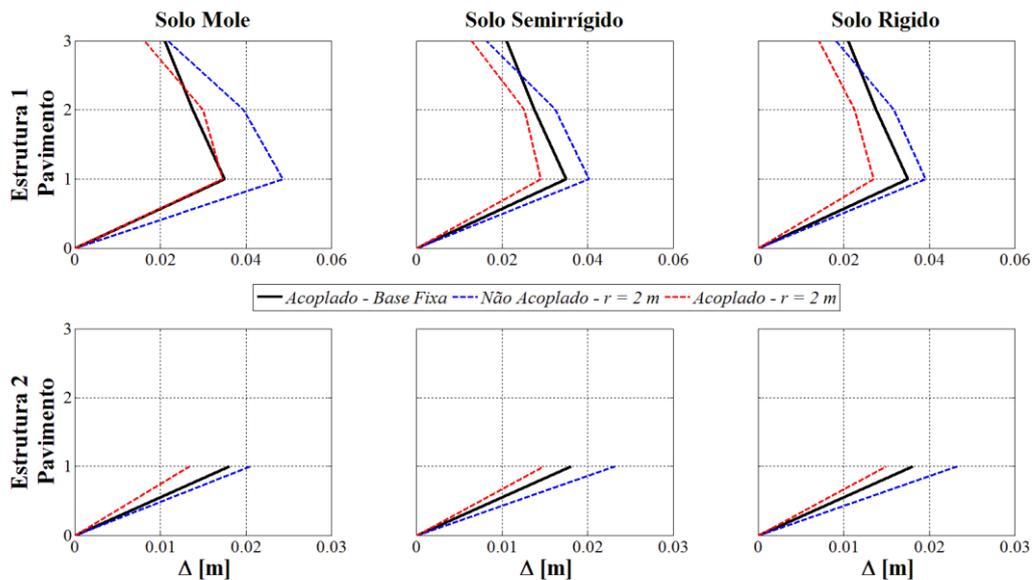


Figura 4.46 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 1 – segunda etapa.

Além dos deslocamentos relativos entre pavimentos, foram também calculadas as máximas respostas dinâmicas em termos de deslocamentos (x), velocidade (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) das edificações acopladas e apoiadas em base flexível, as quais podem ser observadas na Tabela 4.20. Nessa tabela também se apresentam as porcentagens das reduções nos valores das respostas dinâmicas em relação às obtidas para as edificações sem acoplamento e apoiadas sobre base flexível, assim como as reduções em relação às obtidas para o sistema acoplado apoiado sobre base fixa.

Repara-se nos resultados mostrados nas figuras anteriores assim como os listados na Tabela 4.20 que, ao aumentar o tamanho das sapatas assim como o tipo de solo de fundação na Estrutura 1, o modelo considerando a ISE (*linhas azuis*) vai se tornando conservativo se comparado ao modelo da mesma estrutura acoplada e apoiada em base fixa (*linhas pretas*), fazendo com que a técnica do acoplamento tome relevância no controle das respostas dinâmicas (*linhas vermelhas*).

Por outro lado, é possível observar nos resultados da Estrutura 2 que, utilizando as propriedades mecânicas do elemento de conexão calculadas na primeira etapa, foi possível diminuir satisfatoriamente os valores dos deslocamentos relativos entre pavimentos (*linha vermelha*) quando considerado os efeitos da ISE, dando como resultados valores menores aos obtidos para o sistema acoplado e apoiado em base fixa (*linha preta*).

Tabela 4.20 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 1 quando submetido ao sismo de El Centro – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	ESTRUTURA 1						ESTRUTURA 2					
		$r = 1,0 m$			$r = 2,0 m$			$r = 1,0 m$			$r = 2,0 m$		
		<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>
Rígido	x_{max} [m]	0,0683	13%	18%	0,0640	28%	24%	0,0138	48%	24%	0,0150	36%	17%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,4550	10%	46%	0,6346	16%	25%	0,2350	46%	17%	0,2605	44%	8%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	6,2128	0%	30%	7,9450	3%	11%	5,7622	19%	0%	7,5950	31%	0%
Semirrígido	x_{max} [m]	0,0482	24%	42%	0,0672	25%	20%	0,0142	41%	21%	0,0149	36%	18%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,2424	28%	71%	0,5452	20%	36%	0,2325	39%	18%	0,2653	42%	6%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	5,7146	0%	36%	6,3451	4%	29%	4,2817	22%	25%	7,3376	30%	0%
Mole	x_{max} [m]	0,0326	7%	61%	0,0809	26%	3%	0,0159	56%	12%	0,0135	34%	26%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,1776	15%	79%	0,6076	21%	28%	0,2363	48%	17%	0,2566	28%	9%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	5,0057	17%	44%	6,1683	10%	31%	3,1842	48%	44%	6,8310	21%	0%

Deste modo, conclui-se que neste caso a consideração dos efeitos da ISE mostra que os modelos simplificados ou apoiados em base fixa apresentam comportamentos mais conservativos, podendo ser desprezados esses efeitos e assim trabalhar com uma modelo voltados para o lado da segurança, como também de diminuir o esforço computacional para a obtenção das respostas.

4.3.1.2 Influência da interação solo – estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de Kobe

4.3.1.2.1 Edificações sem acoplamento

Calcularam-se as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos absolutos (x) e relativos de pavimento (Δ), velocidades (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) das edificações da Figura 4.39 considerando os três tipos de solo e os dois tamanhos de sapatas e as quais foram normalizadas em relação às respostas calculadas para as mesmas edificações, porém, apoiadas sobre base fixa (item 4.2.1.1 – tabela 4.4) a fim de estimar se houve aumento ou diminuição nos valores das respostas dinâmicas devido à ISE. Essas respostas visualizam-se nas Figuras 4.47 a 4.50. Já nas Tabelas 4.21 e 4.22 apresentam-se os valores máximos dessas respostas dinâmicas, assim como as reduções ou aumentos dessas respostas em relação às obtidas para as edificações sem acoplamento e apoiada sobre base fixa.

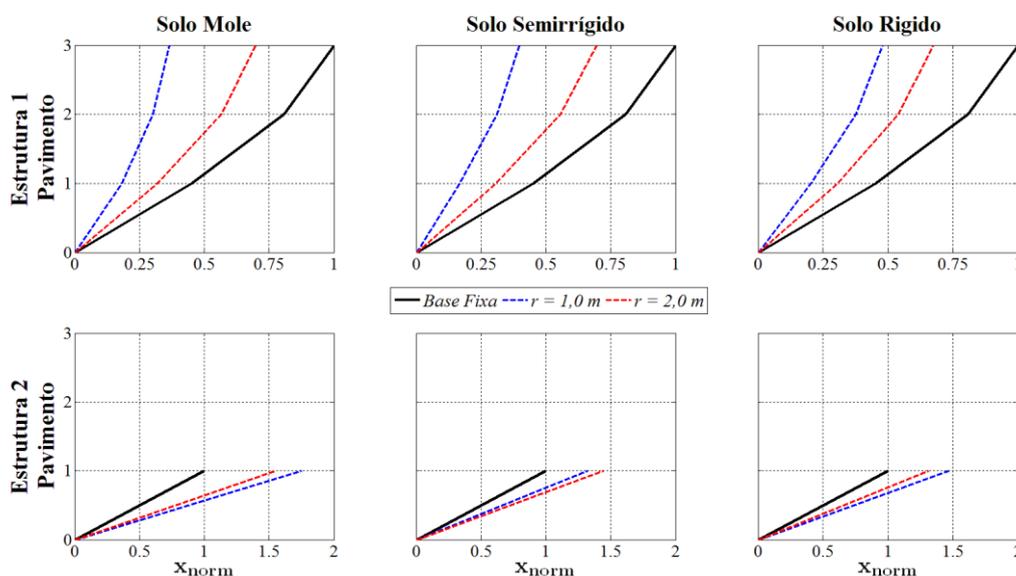


Figura 4.47 – Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Kobe – segunda etapa.

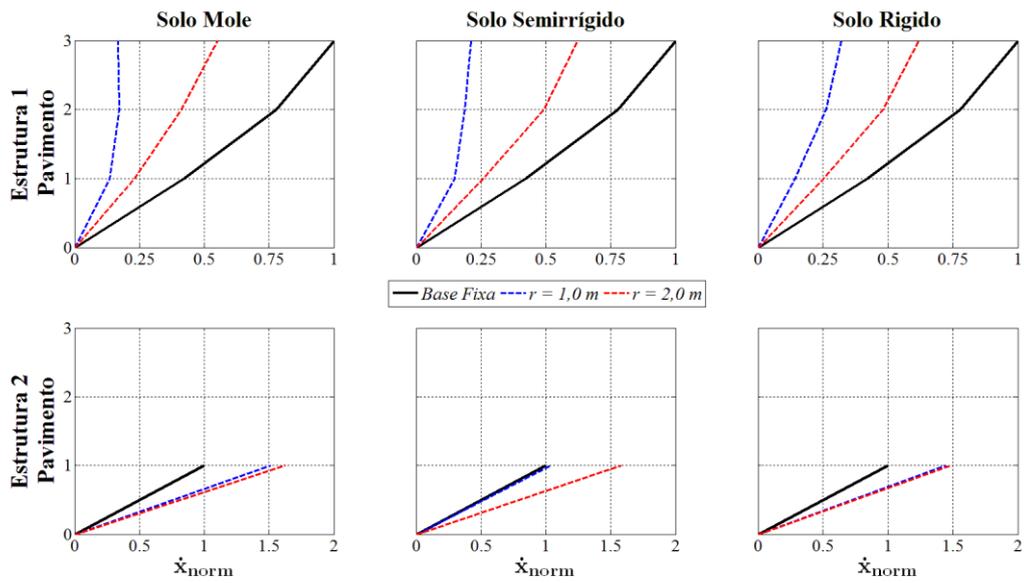


Figura 4.48 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Kobe – segunda etapa.

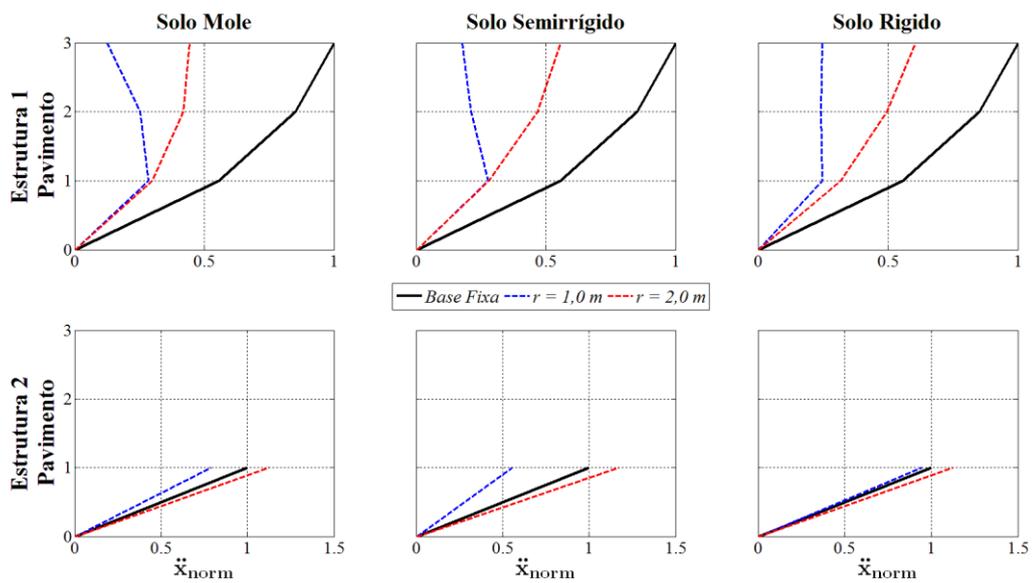


Figura 4.49 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Kobe – segunda etapa.

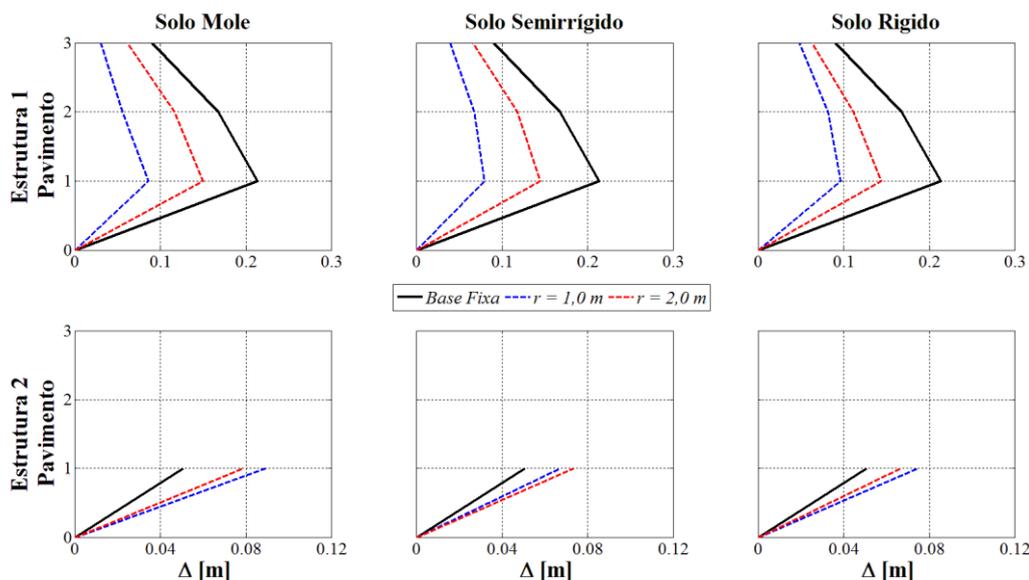


Figura 4.50 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – sismo de Kobe – Caso 1 – segunda etapa.

Tabela 4.21 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – sismo Kobe – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Rígido	x_{max} [m]	0,2267 (52%)	0,3189 (32,5%)	0,0747 (0%)	0,0668 (0%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	1,4002 (67,9%)	2,696 (38,2%)	1,1962 (0%)	1,2288 (0%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	9,546 (75,2%)	23,2928 (39,4%)	20,2403 (5,3%)	24,0818 (0%)
Semirrígido	x_{max} [m]	0,1871 (60,4%)	0,3288 (30,4%)	0,0674 (0%)	0,0735 (0%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,9193 (78,9%)	2,7157 (37,7%)	0,8615 (0%)	1,311 (0%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	10,6176 (72,4%)	21,3861 (44,3%)	11,845 (44,6%)	25,0261 (0%)
Mole	x_{max} [m]	0,1729 (63,4%)	0,3294 (30,2%)	0,0892 (0%)	0,0789 (0%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,7568 (82,6%)	2,3997 (45%)	1,2525 (0%)	1,3475 (0%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	10,9013 (71,6%)	17,076 (55,6%)	16,9239 (20,8%)	23,9982 (0%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE.

Tabela 4.22 – Comparativo dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – sismo Kobe – segunda etapa.

Sismo	Tipo de solo	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Kobe	Rígido	0,0966 (54,8%)	0,1441 (32,5%)	0,0747 (0%)	0,0668 (0%)
	Semirrígido	0,0796 (62,7%)	0,1447 (32,2%)	0,0674 (0%)	0,0735 (0%)
	Mole	0,0863 (59,6%)	0,1503 (29,6%)	0,0892 (0%)	0,0789 (0%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE.

Nota-se nas figuras e tabelas anteriores que ao considerar os efeitos da ISE houve uma amplificação nos valores das respostas dinâmicas da Estrutura 2 sem importar o tamanho da sapata e do tipo de solo mostrando a importância de considerar os mesmos, dando resultados mais realistas se comparados com os obtidos para a mesma edificação quando apoiada em base fixa. Já a Estrutura 1 quando assentada em base fixa (*linha preta*) apresentou um comportamento conservativo nos valores das respostas em relação à mesma estrutura quando considerados os efeitos da ISE.

4.3.1.2.2 Edificações com acoplamento

Comprovou-se que ao considerar os efeitos do solo na Estrutura 2 houve uma amplificação da energia do sismo, fazendo com que as respostas dinâmicas nesta edificação aumentassem, tornando útil o uso da técnica do acoplamento no controle dessas respostas. Já na Estrutura 1, o uso da técnica do acoplamento pode ser irrelevante.

Deste modo e com o intuito de avaliar a influência da interação solo – estrutura (ISE) na performance da técnica do acoplamento, utilizaram-se as propriedades ótimas dos elementos de conexão c^3 e k^3 que foram calculadas na primeira etapa para o cálculo dos deslocamentos relativos entre pavimentos das edificações da Figura 4.39. Os valores desses coeficientes são $c^3 = 7,8993.10^5$ Ns/m, $k^3 = 0$ e a posição ótima foi no topo da menor estrutura (tabela 4.5), respectivamente. Deste modo, nas Figuras 4.51 e 4.52 se ilustram os comparativos dos deslocamentos relativos obtidos para o sistema do caso 1 assentado em sapatas circulares de 1,0 m e 2,0 m de raio

Nessas figuras, a linha preta representa as respostas do sistema acoplado e apoiado em base fixa; a linha azul indica as respostas das edificações não acopladas e apoiadas em base flexível; e, a linha vermelha representa as respostas do sistema acoplado e apoiado sobre base flexível.

Do mesmo modo, listam-se na Tabela 4.23 as máximas respostas dinâmicas em termos de deslocamentos (x), velocidade (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) absolutas das edificações acopladas. Nessa tabela também se apresentam as porcentagens das reduções nos valores das respostas dinâmicas em relação às obtidas para as edificações sem acoplamento e apoiadas sobre base

flexível, assim como as reduções em relação às obtidas para o sistema acoplado apoiado sobre base fixa.

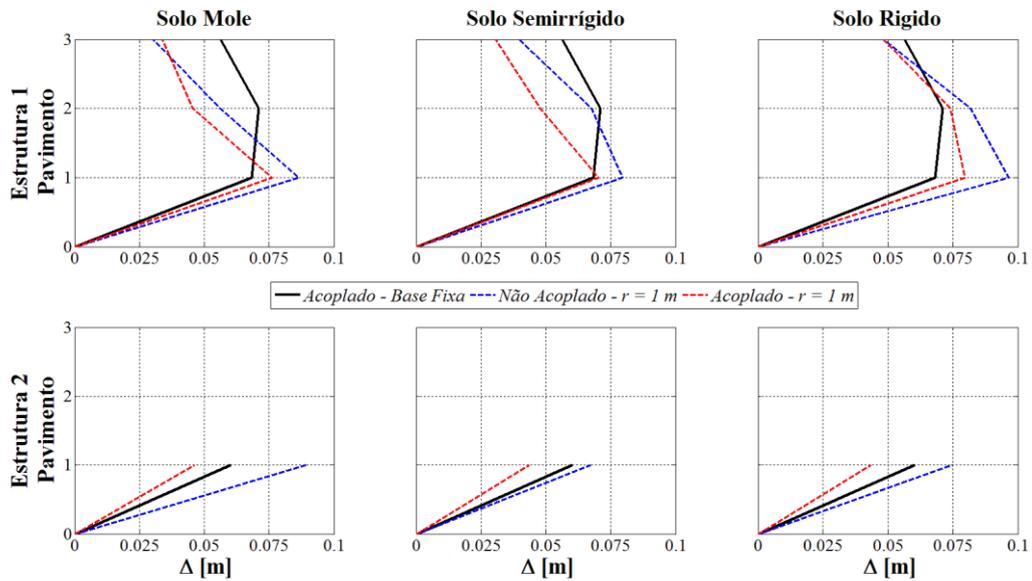


Figura 4.51 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de Kobe – Caso 1 – segunda etapa.

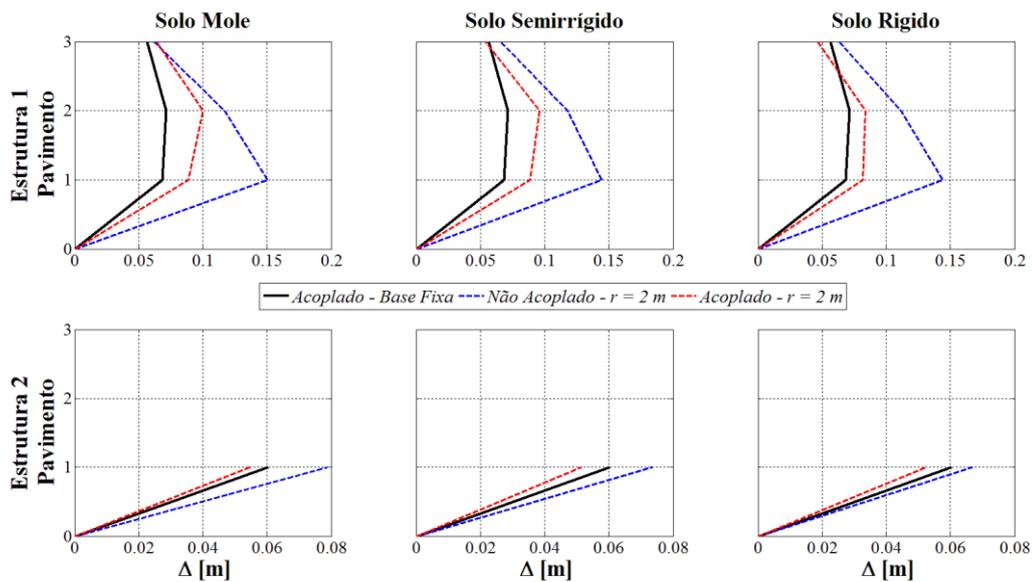


Figura 4.52 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de Kobe – Caso 1 – segunda etapa.

Tabela 4.23 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 1 quando submetido ao sismo de Kobe – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	ESTRUTURA 1						ESTRUTURA 2					
		<i>r = 1,0 m</i>			<i>r = 2,0 m</i>			<i>r = 1,0 m</i>			<i>r = 2,0 m</i>		
		<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>
Rígido	x_{max} [m]	0,2020	11%	0%	0,2122	33%	0%	0,0435	42%	28%	0,0525	21%	13%
	\dot{x}_{max} [m/s]	1,3004	7%	36%	1,9875	26%	2%	0,6506	46%	10%	0,8228	33%	0%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	9,7112	0%	60%	22,2458	4%	9%	10,2554	49%	38%	12,0170	50%	28%
Semirrígido	x_{max} [m]	0,1488	20%	24%	0,2392	27%	0%	0,0436	35%	28%	0,0514	30%	15%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,8735	5%	57%	2,0615	24%	0%	0,6767	21%	7%	0,6032	54%	17%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	8,7465	18%	64%	17,8119	17%	27%	9,8113	17%	41%	10,1227	60%	39%
Mole	x_{max} [m]	0,1556	10%	21%	0,2528	23%	0%	0,0462	48%	23%	0,0547	31%	9%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,7723	0%	62%	1,7616	27%	13%	0,4679	63%	36%	0,5301	61%	27%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	6,7948	38%	72%	14,4444	15%	41%	7,5177	56%	55%	9,2306	62%	45%

Se corroborou no item anterior que a consideração da ISE diminui as respostas dinâmicas da Estrutura 1, criando uma percepção que a técnica do acoplamento poderia ser dispensada. Porém, observa-se nas figuras anteriores e na Tabela 4.23 que para essa edificação quando acoplada os resultados foram mais conservativos em relação à mesma estrutura quando apoiada em base fixa.

Em relação à Estrutura 2, observa-se que as respostas da mesma quando acoplada e considerando os efeitos da ISE foram aproximadas às obtidas para a mesma estrutura quando apoiada em base fixa sem importar o tipo de solo na fundação e o tamanho da sapata. Neste caso, tanto faz trabalhar com o modelo simplificado (apoiado em base fixa) ou o modelo com a ISE.

É diante desse contexto que se pode concluir que ao considerar a ISE há uma considerável alteração nos valores das respostas dinâmicas, sendo que o desempenho da técnica do acoplamento depende do modelo a ser escolhido. Do mesmo modo, considera-se necessário um novo processo de otimização das propriedades mecânicas do elemento de conexão com o intuito de diminuir as respostas dinâmicas da Estrutura 1. É bom salientar que, caso sejam otimizadas as propriedades mecânicas do elemento de conexão, é muito provável que as respostas dinâmicas da Estrutura 2 diminuam ainda mais.

4.3.1.3 Influência da interação solo – estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de Northridge

4.3.1.3.1 Edificações sem acoplamento

Do mesmo modo que para os sismos anteriores, calcularam-se as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos absolutos (x) e relativos de pavimento (Δ), velocidades (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) das edificações da Figura 4.39 e foram normalizadas em relação às respostas calculadas para as mesmas edificações, porém, apoiadas sobre base fixa (item 4.2.1.1 – tabela 4.4).

Essas respostas visualizam-se nas Figuras 4.53 a 4.56. Já nas Tabelas 4.24 e 4.25 apresentam-se os valores máximos dessas respostas dinâmicas, assim como as reduções ou aumentos nos valores máximos dessas respostas em relação às obtidas para as edificações sem acoplamento e apoiada sobre base fixa.

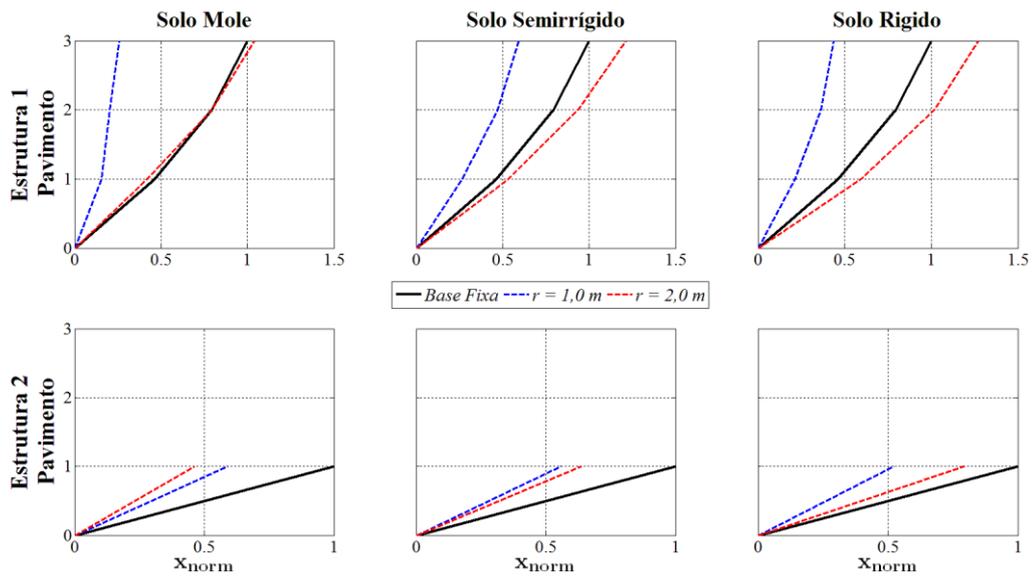


Figura 4.53 – Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Northridge – segunda etapa.

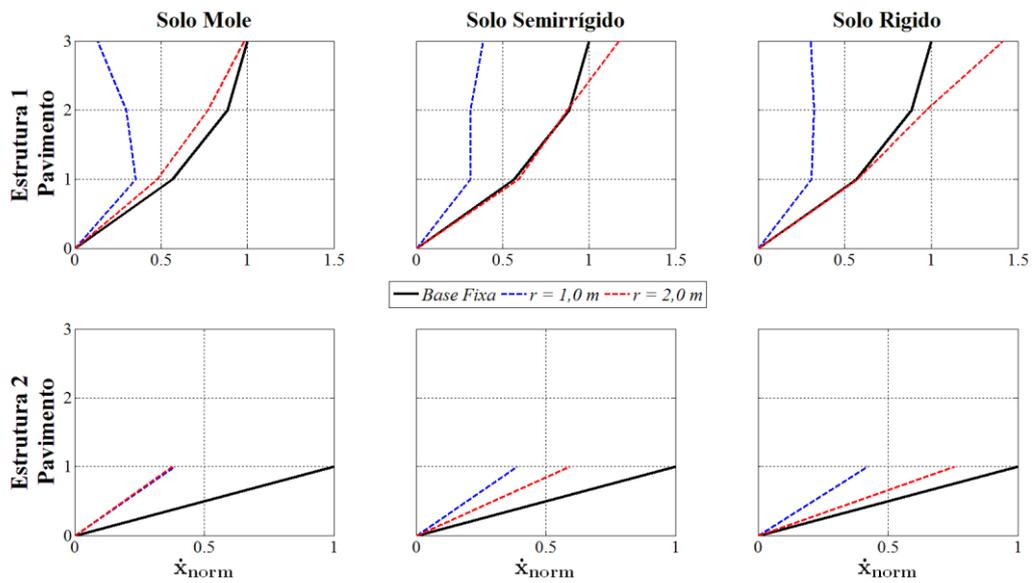


Figura 4.54 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Northridge – segunda etapa.

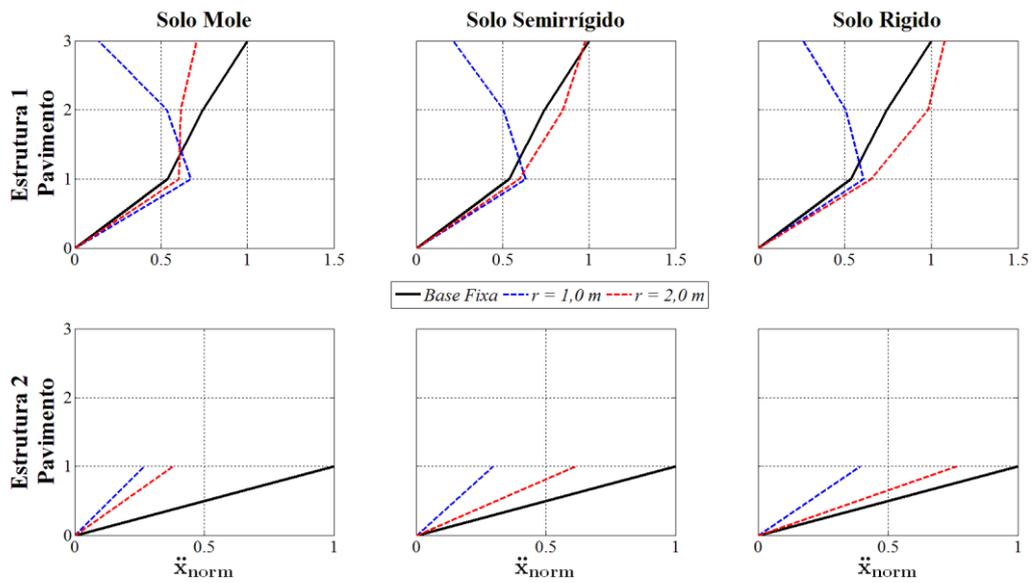


Figura 4.55 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 1 e sismo de Northridge – segunda etapa.

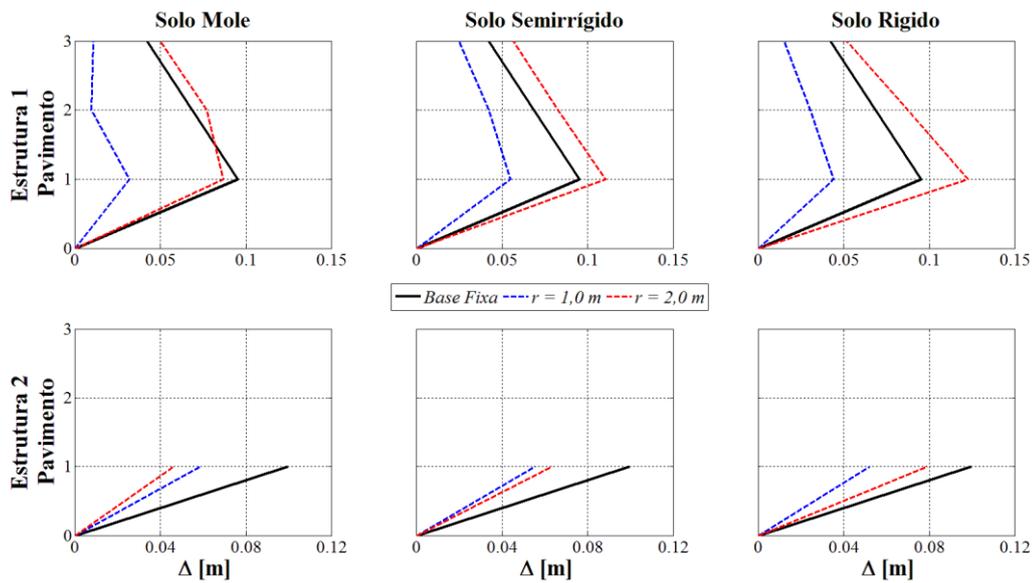


Figura 4.56– Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – sismo de Northridge– Caso 1 – segunda etapa.

Tabela 4.24 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – Sismo Northridge – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Rígido	x_{max} [m]	0,0905 (56,1%)	0,2624 (0%)	0,0523 (47,6%)	0,0791 (20,7%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,5667 (67,8%)	2,4870 (0%)	0,8742 (57,8%)	1,5678 (24,3%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	13,4878 (39,1%)	23,8204 (0%)	16,452 (60,7%)	32,0009 (23,6%)
Semirrígido	x_{max} [m]	0,1225 (40,6%)	0,2499 (0%)	0,0557 (44,2%)	0,0635 (36,3%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,6789 (61,4%)	2,0587 (0%)	0,8076 (61%)	1,2267 (40,8%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	14,0152 (36,7%)	21,6323 (2,3%)	12,4048 (70,4%)	25,769 (38,5%)
Mole	x_{max} [m]	0,0532 (74,2%)	0,2143 (0%)	0,0589 (41%)	0,0463 (53,6%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,6223 (64,6%)	1,7281 (1,8%)	0,8018 (61,3%)	0,7824 (62,2%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	14,922 (32,6%)	15,6442 (29,3%)	11,3352 (72,9%)	15,9177 (62%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas a ISE.

Tabela 4.25 – Comparativo dos deslocamentos máximos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 1 sem acoplamento e considerando a ISE – sismo de Northridge – segunda etapa.

Sismo	Tipo de solo	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Northridge	Rígido	0,0444 (53,4%)	0,1229 (0%)	0,0523 (47,6%)	0,0791 (20,7%)
	Semirrígido	0,0550 (42,4%)	0,1104 (0%)	0,0557 (44,2%)	0,0635 (36,3%)
	Mole	0,0322 (66,3%)	0,0868 (9%)	0,0589 (41%)	0,0463 (53,6%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE.

Visualiza-se nos resultados anteriores que o comportamento dinâmico da Estrutura 1 quando considerado os efeitos da ISE depende muito do tamanho das sapatas, o que pode dar respostas conservativas ($r = 2,0 m$) ou não ($r = 1,0 m$) em relação à mesma edificação como sendo engastada na base.

Um fato interessante que se pode observar nas figuras anteriores é que a máxima velocidade e a máxima aceleração da Estrutura 1 quando assentada em sapatas de 1,0 m de raio e para os três tipos de solo se apresentaram no primeiro pavimento e não no topo como acostuma acontecer geralmente. Isto mostra a mudança no comportamento da estrutura devido à consideração da ISE e o qual não se consegue representar no modelo simplificado ou apoiado em base fixa.

Por outro lado, percebe-se que a consideração da ISE conduz a respostas menores na Estrutura 2 em relação à mesma edificação, porém apoiada numa base fixa (*linha preta*). Neste caso, o modelo apoiado em base fixa se considera muito conservador.

4.3.1.3.2 Edificações com acoplamento

Com o intuito de avaliar a influência da interação solo – estrutura (ISE) na performance da técnica do acoplamento, as estruturas da Figura 4.39 foram acopladas utilizando os valores de $c^3 = 1,4995.10^5$ Ns/m e $k^3 = 4,1703.10^5$ N/m (tabela 4.5) e foram calculados os deslocamentos relativos entre pavimentos. Os resultados ilustram nas Figuras 4.57 e 4.58.

Nessas figuras: a linha preta representa as respostas do sistema acoplado e apoiado em base fixa; a linha azul indica as respostas das edificações não acopladas e apoiadas em base flexível; e, finalmente, a linha vermelha representa as respostas do sistema acoplado e apoiado sobre base flexível.

Do mesmo modo que foi feito para os outros sismos, além de calcular as respostas em termos de deslocamentos relativos, na Tabela 4.26 se listam as respostas máximas em termos de deslocamentos (x), velocidade (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) das edificações acopladas. Nessa tabela também se apresentam as porcentagens das reduções nos valores das respostas dinâmicas em relação às obtidas para as edificações sem acoplamento e apoiadas sobre base flexível, assim como as reduções em relação às obtidas para o sistema acoplado apoiado sobre base fixa.

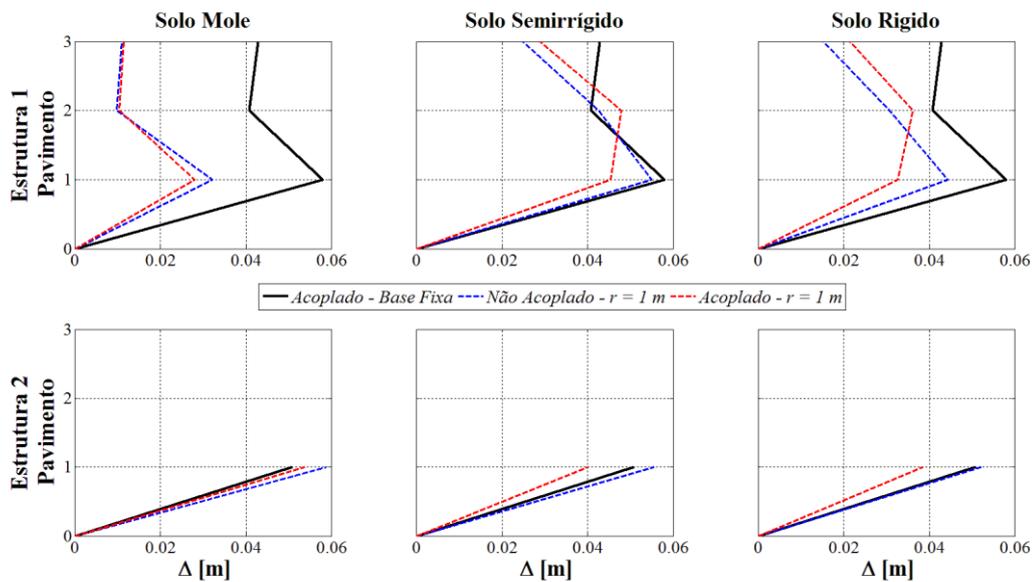


Figura 4.57 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de Northridge – Caso 1 – segunda etapa.

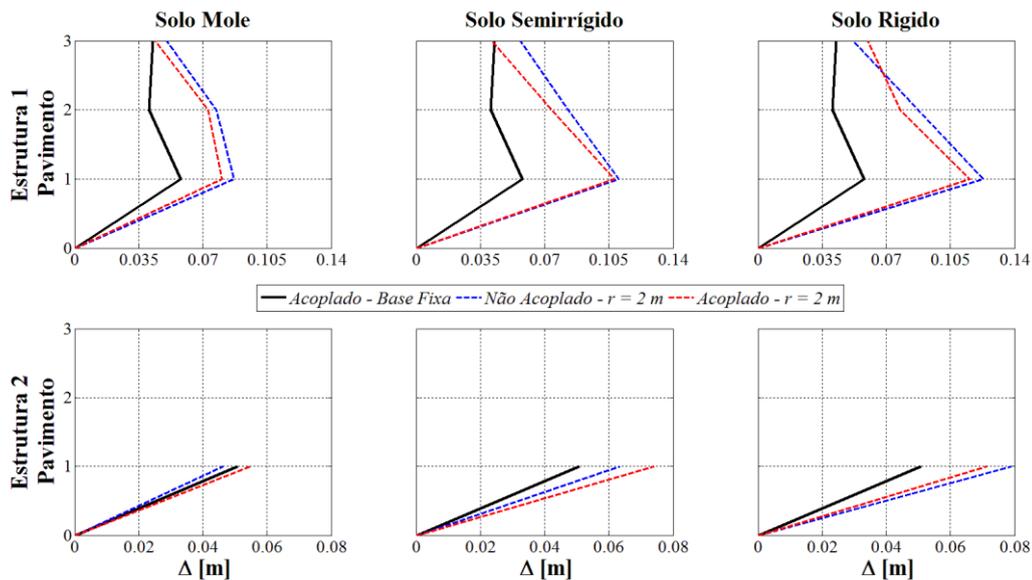


Figura 4.58 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de Northridge – Caso 1 – segunda etapa.

Repara-se nas figuras anteriores e na Tabela 4.26 que ao considerar os efeitos da ISE, o tamanho da sapata influencia consideravelmente nos valores das respostas dinâmicas das duas edificações vizinhas sem e com acoplamento (*linhas azuis e vermelhas*). Nota-se que ao utilizar uma sapata de $r = 1,0$ m nessas edificações (Figura 4.57), o modelo acoplado em base fixa apresenta resultados relativamente conservadores se comparados ao mesmo modelo, porém, apoiado em base flexível (*linhas azuis*).

No entanto, ao aumentar o tamanho da fundação ($r = 2,0$ m – Figura 4.58), há um incremento considerável nos valores das respostas dinâmicas, o que torna o modelo com a ISE muito conservativo se comparado com o modelo simplificado de base fixa (*linha preta*). Neste caso, o modelo com ISE

É diante desse contexto que se pode concluir que ao considerar a ISE há uma considerável alteração nos valores das respostas dinâmicas, mostrando resultados mais realistas, porém, com maior esforço computacional. Do mesmo modo, é bom salientar que o desempenho da técnica do acoplamento depende do modelo a ser escolhido. Igualmente, considera-se necessário um novo processo de otimização das propriedades mecânicas do elemento de conexão considerando os efeitos da ISE e com o intuito de diminuir as respostas dinâmicas em ambas as estruturas.

Tabela 4.26 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 1 quando submetido ao sismo de Northridge – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	ESTRUTURA 1						ESTRUTURA 2					
		$r = 1,0 m$			$r = 2,0 m$			$r = 1,0 m$			$r = 2,0 m$		
		<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>
Rígido	x_{max} [m]	0,0904	0%	36%	0,2531	4%	0%	0,0386	26%	24%	0,0714	10%	0%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,5630	1%	63%	2,4637	1%	0%	0,6402	27%	40%	1,3286	15%	0%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	8,9707	34%	58%	24,3681	0%	0%	13,3311	19%	44%	23,9277	25%	0%
Semirrígido	x_{max} [m]	0,1223	0%	14%	0,2230	11%	0%	0,0403	28%	21%	0,0742	0%	0%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,6663	2%	56%	2,1292	0%	0%	0,6510	19%	39%	1,2427	0%	0%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	8,6537	38%	59%	21,2920	2%	0%	12,2793	1%	49%	23,9516	7%	0%
Mole	x_{max} [m]	0,0500	6%	65%	0,1972	8%	0%	0,0538	9%	0%	0,0548	0%	0%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,3558	43%	76%	1,8263	0%	0%	0,7417	8%	31%	1,0062	0%	6%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	8,9874	40%	58%	14,2121	9%	33%	11,4801	0%	52%	19,1883	0%	20%

4.3.1.4 Influência da interação solo – estrutura nos valores das propriedades mecânicas dos elementos de conexão

Comprovou-se que a interação solo – estrutura alterou os valores das respostas dinâmicas nas edificações, fazendo com que o controle dessas respostas por meio da técnica do acoplamento seja limitado, sendo necessário em alguns casos otimizar as propriedades mecânicas dos elementos que irão interligar as edificações vizinhas.

Deste modo, nesta seção, foi feito também um estudo de otimização com o intuito de obter novos valores de k^3 e c^3 do elemento de conexão, utilizando o método PSO e a mesma função objetivo definida na equação (4.5) no item 4.1.3.

Para este caso há uma única configuração de acoplamento a qual é similar à mostrada na Figura 4.6, porém, consideram-se as edificações apoiadas em molas e amortecedores que simulam o solo, tal como se observa na Figura 4.59. Foi utilizada a mesma faixa de valores para k^3 e c^3 que vai de zero até 10×10^6 N/m e 10×10^6 Ns/m respectivamente.

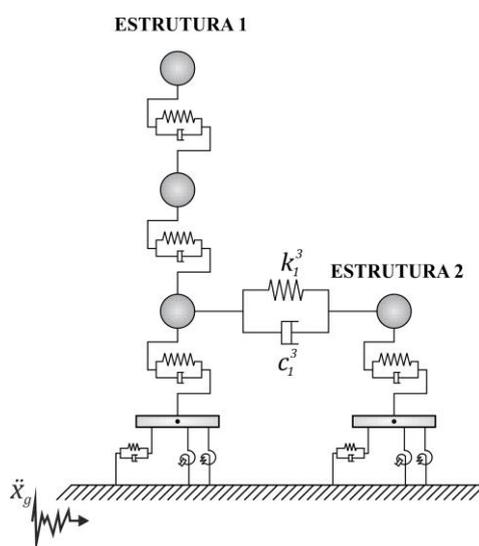


Figura 4.59 – Configuração possível de acoplamento para o caso 1 – segunda etapa.

Os resultados da otimização para cada sismo utilizado se listam na Tabela 4.27. Já na Figura 4.60 se ilustra o comparativo entre os valores de amortecimento ótimos calculados nesta etapa com os obtidos para o mesmo caso, porém, apoiado sobre base fixa (Tabela 4.5), onde as siglas S.R, S.SR e SM indicam solo rígido, semirrígido e mole.

Tabela 4.27 – Parâmetros ótimos obtidos no PSO para o modelo acoplado do caso 1 – segunda etapa.

Tipo de Solo	Parâmetros	El Centro		Kobe		Northridge	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Rígido (S.R)	# Disp.	1	1	1	1	1	1
	Posição	1	1	1	1	1	1
	$k_n^3 [10^6 \text{ N/m}]$	0	0	0	0	0	0
	$c_n^3 [10^6 \text{ Ns/m}]$	0,7841	0,4318	1,1176	0,8740	0,6358	7,3552
Semirrígido (S.SR)	# Disp.	1	1	1	1	1	1
	Posição	1	1	1	1	1	1
	$k_n^3 [10^6 \text{ N/m}]$	0	0	0	0	0	0
	$c_n^3 [10^6 \text{ Ns/m}]$	1,3663	1,0339	1,6901	1,5055	1,2186	0,7387
Mole (S.M)	# Disp.	1	1	1	1	1	1
	Posição	1	1	1	1	1	1
	$k_n^3 [10^6 \text{ N/m}]$	0	0	0	0	0	0
	$c_n^3 [10^6 \text{ Ns/m}]$	5,5324	0,6948	4,4651	0,7562	2,4179	0,8100

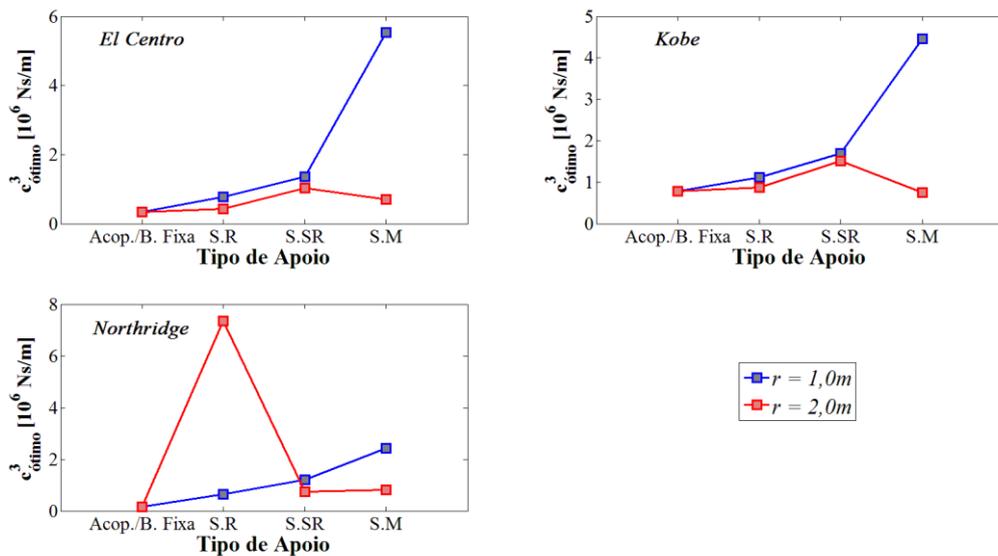


Figura 4.60 – Variação do coeficiente de amortecimento ótimo do sistema acoplado para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e SM) – segunda etapa.

Observa-se nos resultados anteriores que para o caso 1 apoiado sobre base flexível, recomenda-se trabalhar com amortecedores viscofluídos ($k^3 = 0$) para controlar as respostas das edificações quando submetidas aos três sismos e considerando a ISE. Nota-se na tabela anterior que o número de dispositivos a serem utilizados continua sendo um.

Do mesmo modo, nota-se que quanto menor a resistência do solo, maior será o coeficiente de amortecimento c^3 do dispositivo de conexão. Assim que aumenta a rigidez do

solo, os valores dos coeficientes c^3 ficam próximos ao calculado considerando o sistema acoplado apoiado sobre base fixa.

Como foi relatado anteriormente, ao considerar a ISE na Estrutura 2 e quando submetidas ao sismo de Kobe, houve incrementos nos valores das respostas dinâmicas em relação ao mesmo sistema apoiado sobre base fixa. Isto faz com que os valores ótimos das propriedades mecânicas do elemento de conexão aumentem significativamente se comparados com os obtidos para o sistema acoplado apoiado em base fixa (Tabela 4.5).

Os maiores valores de c^3 se obtiveram quando as edificações foram apoiadas sobre solo mole (S.M) e sapatas de 1,0 m de raio. No entanto, ao aumentar a rigidez do solo assim como o tamanho da sapata ($r = 2,0$ m), nota-se que os valores desse coeficiente diminuem.

Igualmente, visualiza-se que para o sistema acoplado apoiado sobre sapatas de 2,0 m de raio e sobre solo rígido (S.R) e submetido ao sismo de Northridge, o c^3 foi consideravelmente alto. Isto é devido que na Edificação 1 (maior porte), ao considerar a ISE e como apoiada no mesmo solo (S.R) e no mesmo tamanho de sapata ($r = 2,0$ m), apresentou aumentos consideráveis tal como pode ser visualizado na Figuras 4.60, precisando valores muito altos nas propriedades mecânicas do elemento de conexão para controlar as respostas dinâmicas das edificações vizinhas.

4.3.2 Caso 2 – estrutura 5 pavimentos – estrutura 5 pavimentos

O caso 2 ilustrado na Figuras 4.61 consiste em duas edificações vizinhas assentadas através de uma base rígida (sapatas) sobre um semi-espaco homogêneo, isotrópico, elástico linear (solo). As edificações mostradas nessa figura podem ser representadas por meio de modelos discretos de massas concentradas como se observa na Figura 4.62. Do mesmo modo, como foi dito no capítulo 3, o solo de fundação também pode ser representado por meio de um modelo discreto de molas e amortecedores lineares, tal como ilustra nessa figura.

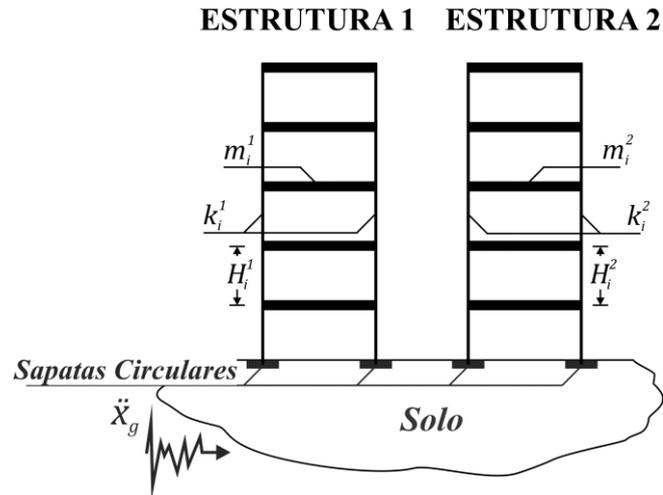


Figura 4.61 – Caso 2 de edificações adjacentes apoiadas sobre base flexível.

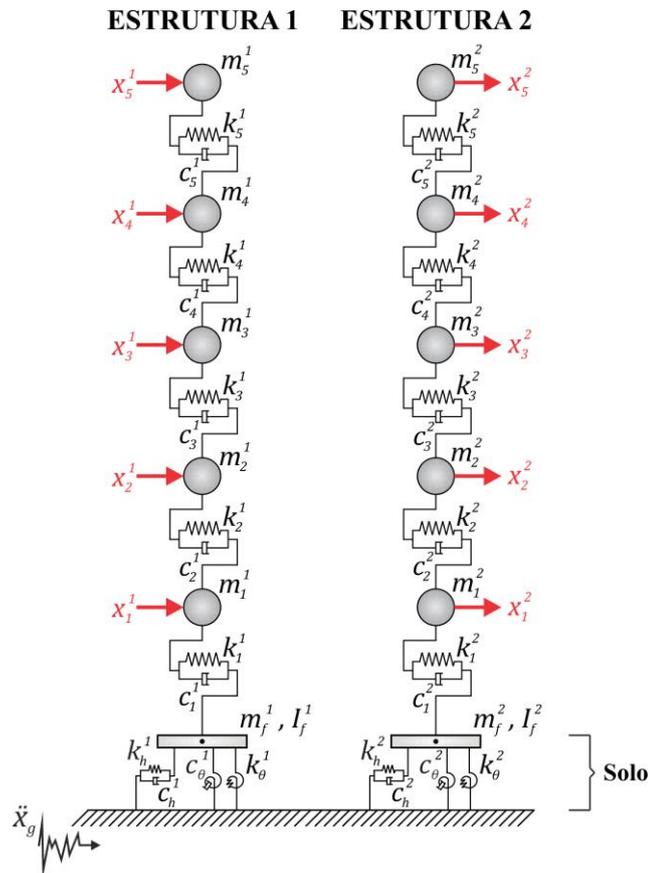


Figura 4.62 – Modelo discreto desacoplado do caso 2 – segunda etapa.

Como já foi mencionado no item 4.2.1.2, a técnica de acoplamento se torna eficaz quando as frequências das estruturas adjacentes são espaçadas ou diferentes. Caso as edificações apresentem frequências iguais, se diz que o elemento de conexão faz com que as estruturas se comportem como um corpo rígido, o que indica que a utilização da técnica do

acoplamento neste tipo de estruturas é dispensável, sendo necessária uma diferença entre essas propriedades mecânicas e físicas nessas estruturas para aproveitar o potencial dessa técnica. Como resultado, independente dos valores dos coeficientes k^3 e c^3 considerados e da posição do elemento de ligação, o sistema de conexão passivo perde totalmente sua eficácia.

Ao considerar o solo nas análises, as frequências de vibração das edificações mudam e a mudanças nessas dependem do tipo de solo e do tamanho da fundação. Neste trabalho, considerou-se que o solo circundante das estruturas vizinhas é o mesmo e que as mesmas se apoiam sobre o mesmo tipo de sapata, dando como resultado frequências iguais mesmo considerando a interação solo – estrutura.

Observa-se na Tabela 4.28 que as frequências são iguais para o modo fundamental das edificações da Figura 4.62, para os diferentes três tipos de solo (mole, semirrígido e rígido) e para as diferentes medidas das sapatas. Nota-se que ao considerar o solo há diminuição nos valores das frequências das duas edificações, porém, sem diferenças nesses valores. Ao aumentar a flexibilidade do solo, essas frequências diminuem, sendo esse fenômeno mais notório quando as estruturas se apoiam nas sapatas circulares de 1,0 m de raio.

Tabela 4.28 – Propriedades dinâmicas das edificações desacopladas do caso 2 – segunda etapa.

Tipos de solo	Raio da sapata [m]	T [s]		f [Hz]	
		Estrutura 1	Estrutura 2	Estrutura 1	Estrutura 2
Rígido	1,0	1,4756	1,4756	0,6777	0,6777
	2,0	0,9952	0,9952	1,0048	1,0048
Semirrígido	1,0	1,7097	1,7097	0,5849	0,5849
	2,0	1,0649	1,0649	0,9391	0,9391
Mole	1,0	2,1406	2,1406	0,4672	0,4672
	2,0	1,2465	1,2465	0,8022	0,8022

Neste caso e já que as edificações têm frequências iguais, pode-se dizer que a técnica de acoplamento será infrutífera no controle das respostas dinâmicas dessas estruturas. A fim de comprovar esse fenômeno, as edificações da Figura 4.62 foram interligadas em todos os pavimentos das mesmas e utilizaram-se os valores mais altos de k^3 e c^3 , isto é, 10×10^6 N/m e 10×10^6 Ns/m e foram submetidas apenas ao sismo de El Centro. Calcularam-se os deslocamentos relativos entre pavimentos, cujos resultados podem ser visualizados nas Figuras 4.63 e 4.64.

Nessas figuras se observa que ao considerar o solo houve uma diminuição nos valores das respostas em ambas as estruturas (*linha vermelha*) se comparado com o sistema desacoplado e apoiado em base fixa (*linha preta*). Nesta situação, o modelo simplificado apoiado em base fixa se torna conservador, podendo ser desprezado o solo e assim trabalhar com uma modelo voltados para o lado da segurança, como também de diminuir o esforço computacional para a obtenção das respostas.

No entanto, nota-se que mesmo acoplando as duas edificações vizinhas, as respostas desses sistemas (*linha azul*) são exatamente iguais ao sistema desacoplado e apoiado em base flexível (*linha vermelha*), o que indica que a utilidade da técnica de acoplamento neste caso é nula e cujo desempenho é sensível à diferença entre as propriedades mecânicas e as alturas dos dois edifícios.

O mesmo comportamento se visualizou nos outros dois abalos sísmicos, por esse motivo esses resultados não foram apresentados.

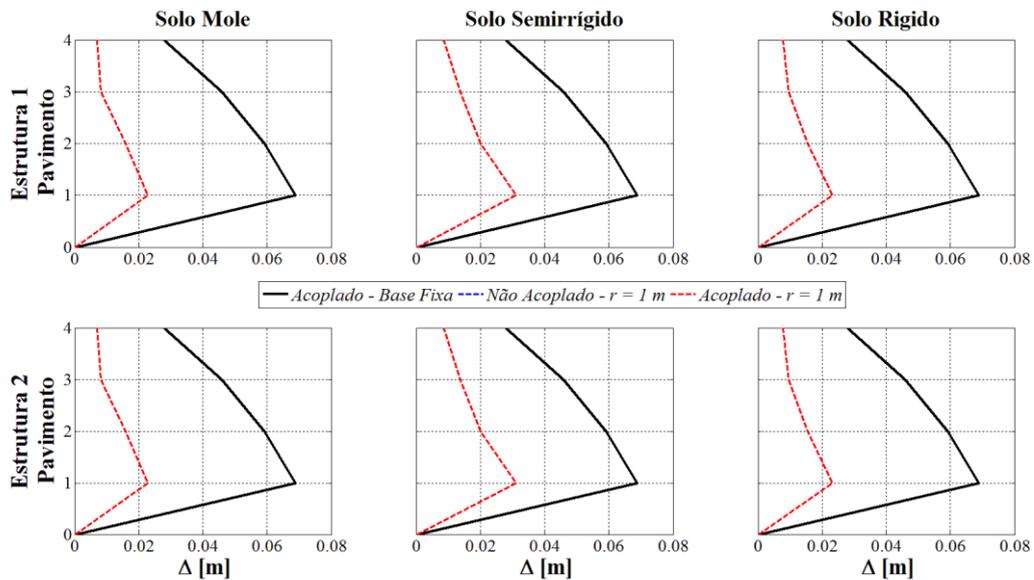


Figura 4.63 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 2 – segunda etapa.

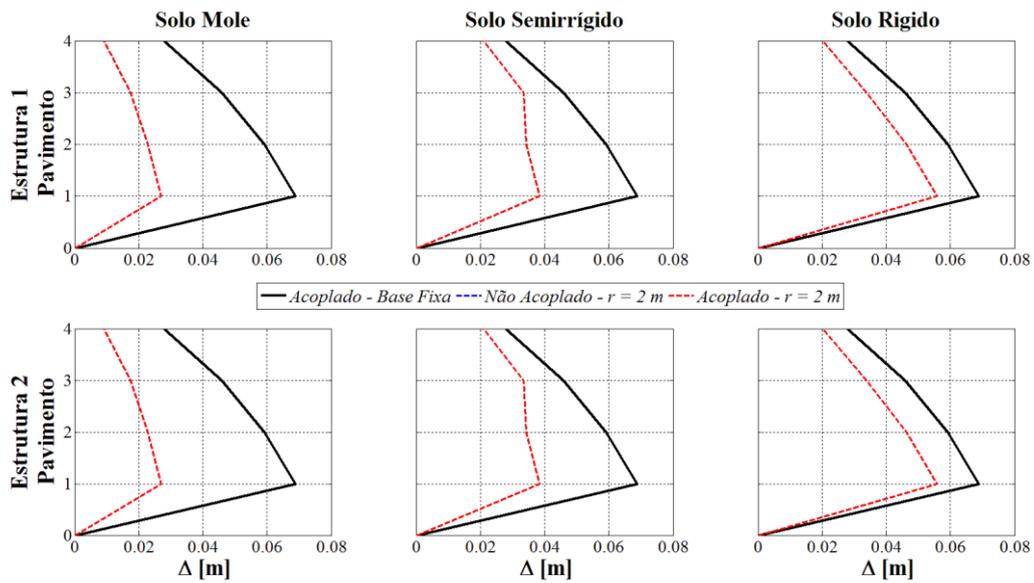


Figura 4.64 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 2 – segunda etapa.

4.3.3 Caso 3 – estrutura 8 pavimentos – estrutura 4 pavimentos

O caso 3 ilustrado na Figura 4.65 consiste em duas edificações vizinhas assentadas através de uma base rígida (sapatas) sobre um semi-espaco homogêneo, isotrópico, elástico linear (solo).

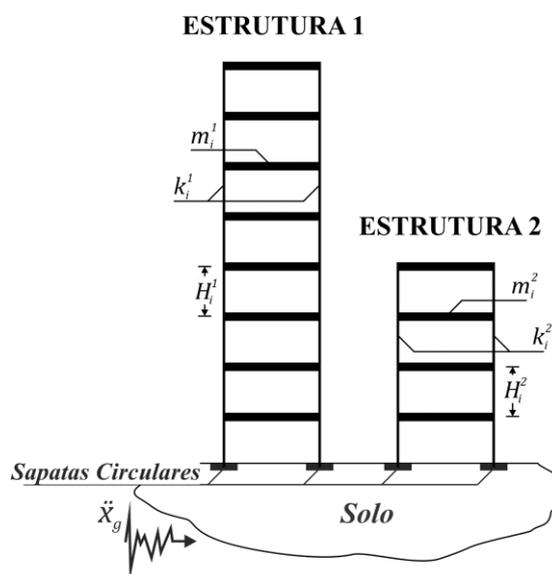


Figura 4.65 – Caso 3 de edificações adjacentes apoiadas sobre base flexível.

As edificações mostradas na figura anterior podem ser representadas por meio de modelos discretos de massas concentradas como se observa na Figura 4.66. Do mesmo modo, como foi dito no capítulo 3, o solo de fundação também pode ser representado por meio de um modelo discreto de molas e amortecedores lineares, tal como ilustra nessa figura.

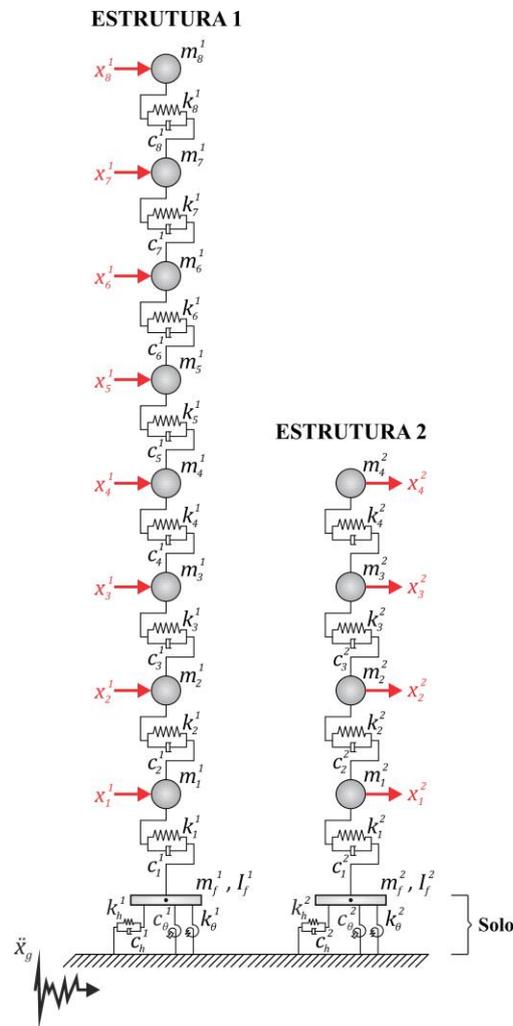


Figura 4.66 – Modelo discreto desacoplado do caso 3 – segunda etapa.

Calcularam-se inicialmente os períodos e as frequências para o modo fundamental das edificações mostradas na figura anterior, levando em consideração os três tipos de solo e as duas medidas das sapatas circulares. Esses resultados são apresentados na Tabela 4.29.

Nessa tabela se visualiza o mesmo fenômeno dos casos anteriores, ao aumentar a flexibilidade no solo circundante, os períodos de vibração aumentam, sendo crítico esses aumentos na Estrutura 1 e quando apoiada numa sapata circular de 1,0 m de raio. Já na Estrutura

2, percebe-se que os aumentos nos valores dos períodos não foi com tal intensidade se comparado com os resultados da Estrutura 1.

Tabela 4.29 – Propriedades dinâmicas das edificações desacopladas do caso 3 – segunda etapa.

Tipos de solo	Raio da sapata [m]	T [s]		f [Hz]	
		Estrutura 1	Estrutura 2	Estrutura 1	Estrutura 2
Rígido (S.R)	1,0	3,5029	1,4756	0,2855	0,6777
	2,0	2,0385	0,9952	0,4906	1,0048
Semirrígido (S.SR)	1,0	4,1734	1,7097	0,2396	0,5849
	2,0	2,2601	1,0649	0,4425	0,9391
Mole (S.M)	1,0	5,3973	2,1406	0,1853	0,4672
	2,0	2,8179	1,2465	0,3549	0,8022

O objetivo desta seção é de visualizar os efeitos do solo nos valores das propriedades dinâmicas das edificações desacopladas. Para tal fim, foram comparados da tabela anterior com os obtidos para as mesmas edificações, porém, apoiadas em base fixa (item 4.2.1.3 – Tabela 4.10). Essas comparações são apresentadas na Figura 4.67, onde as siglas S.R, S.SR e S.M indicam solo rígido, semirrígido e mole respectivamente.

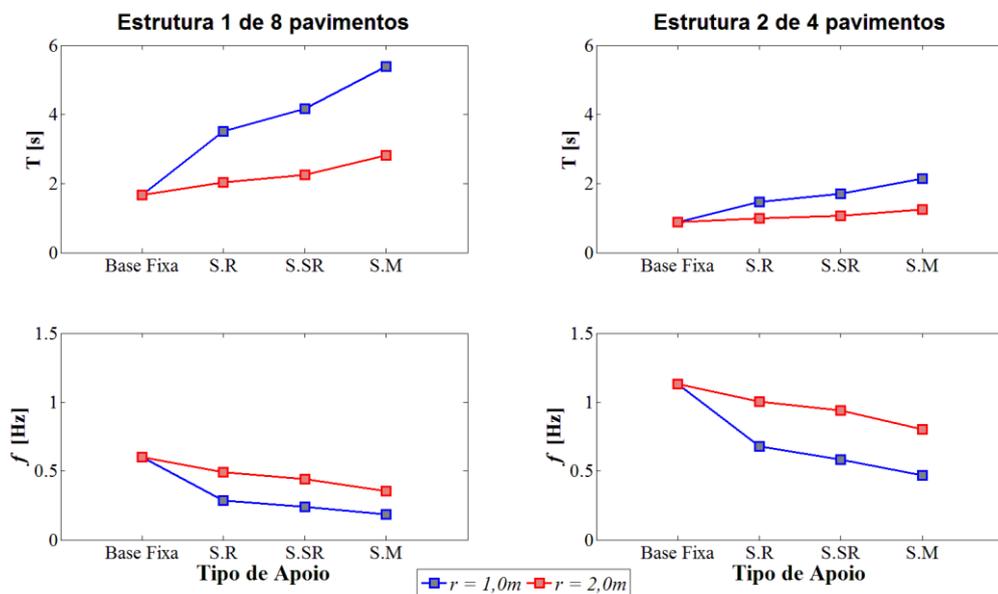


Figura 4.67 – Variação do período T e da frequência fundamental f das edificações vizinhas não acopladas sustentadas em sapatas circulares de raios $r = 1$ m e $r = 2$ m e para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e S.M) – caso 3 – segunda etapa.

Na figura anterior se observa o que foi dito no parágrafo anterior: o aumento no valor do período se apresenta com maior intensidade na Estrutura 1 (maior porte) e quando apoiada em solo mole e em sapatas de 1,0 m de raio. Já na Estrutura 2 houve um aumento, mas não em tal grau se comparado com a outra estrutura. Do mesmo modo, as frequências diminuiram nas duas estruturas e para as mesmas condições de apoio. Portanto, pode-se concluir que quanto mais rígido o solo, o comportamento do modelo considerando a ISE se assemelha ao comportamento do modelo com base fixa, sendo o esperado.

Do mesmo modo que para os Caso 1, a seguir se apresenta uma análise detalhada das edificações da Figura 4.66 quando submetidas aos três abalos sísmicos a para as condições sem acoplamento e com acoplamento.

Inicialmente, calcularam-se os valores das respostas dinâmicas, tais como deslocamentos, velocidades e acelerações das edificações da Figura 4.66 quando desacopladas e acopladas e assentadas em base flexível. É bom salientar que na hora de acoplar essas estruturas, foram utilizados os elementos de conexão com as propriedades ótimas calculadas na primeira etapa. A seguir, essas respostas foram comparadas com as obtidas para as mesmas edificações, porém, apoiadas em base fixa (item 4.2 – primeira etapa) a fim de avaliar a influenciar na alteração dessas respostas devido à ISE.

4.3.3.1 Influência da interação solo – estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de El Centro

4.3.3.1.1 Edificações sem acoplamento

Nas Figuras 4.68 a 4.71 se apresentam as comparações das respostas dinâmicas em termos de deslocamentos absolutos (x) e relativos de pavimento (Δ), velocidades (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) das edificações da Figura 4.66 considerando os três tipos de solo e os dois tamanhos de sapatas as quais foram normalizadas em relação às respostas calculadas para as mesmas edificações, porém, apoiadas sobre base fixa (item 4.2.1.3 – tabela 4.11).

Já nas Tabelas 4.30 e 4.31 apresentam-se os valores máximos dessas respostas dinâmicas, assim como as reduções ou aumentos nos valores dessas respostas em relação às obtidas para as edificações sem acoplamento e apoiada sobre base fixa.

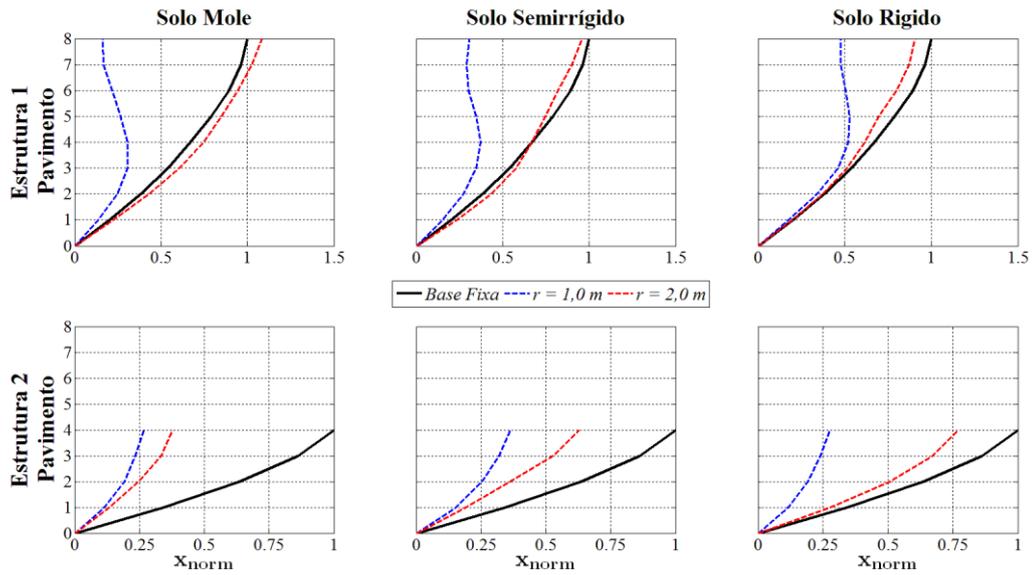


Figura 4.68– Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo El Centro – segunda etapa.

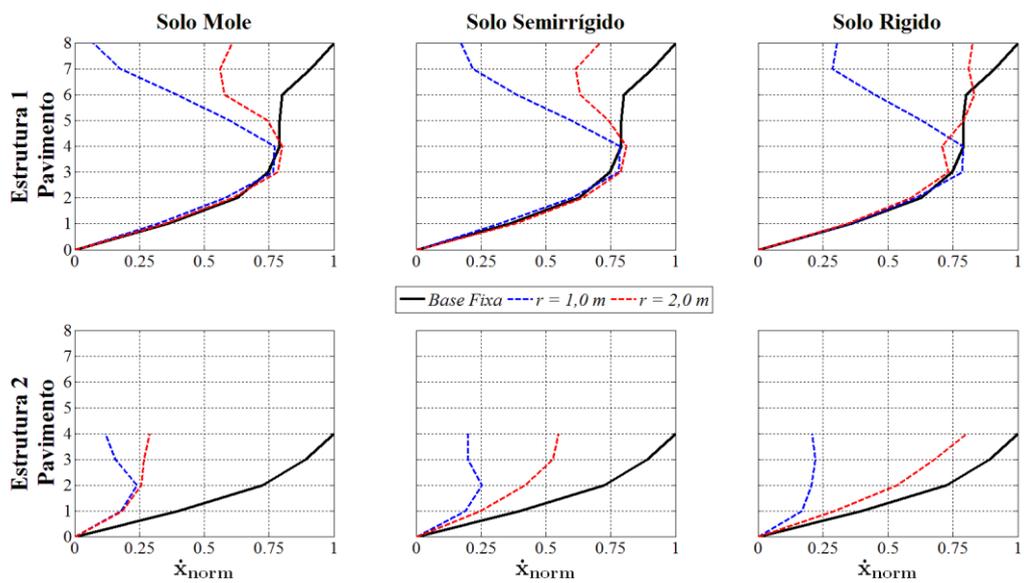


Figura 4.69 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo El Centro – segunda etapa.

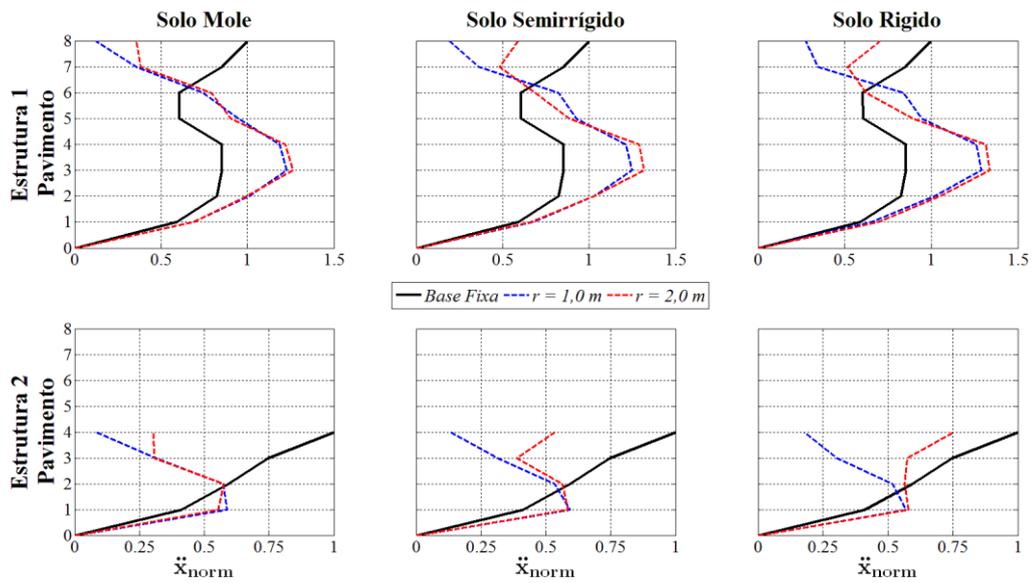


Figura 4.70 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo El Centro – segunda etapa.

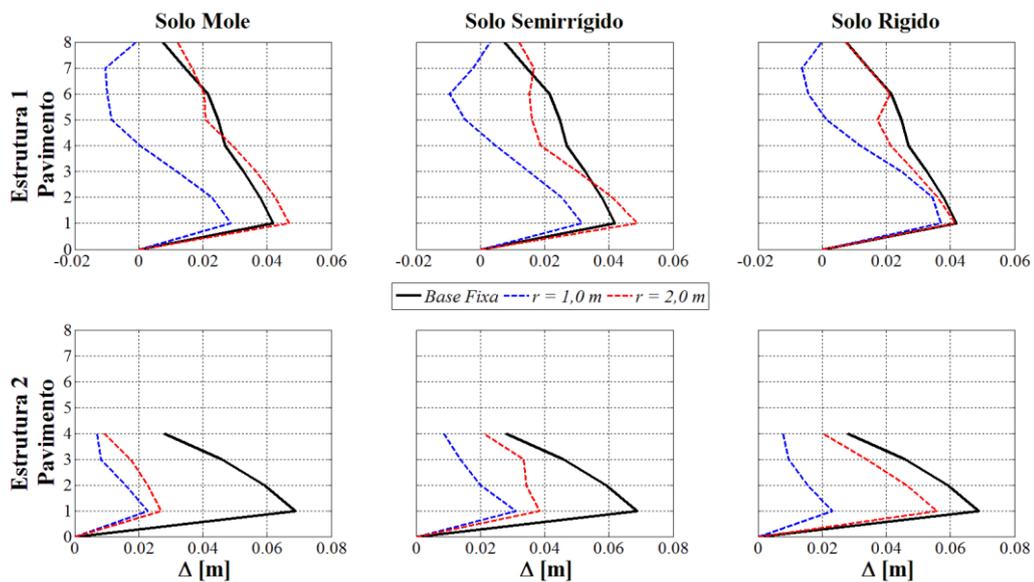


Figura 4.71 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – El Centro – Caso 3 – segunda etapa.

Tabela 4.30 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – Sismo El Centro – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Rígido	x_{max} [m]	0,1095 (47,2%)	0,1882 (9,3%)	0,0561 (72,2%)	0,1561 (22,7%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,6751 (21,2%)	0,7134 (16,7%)	0,3019 (78%)	1,1015 (19,6%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	8,1444 (0%)	8,4476 (0%)	6,6896 (42,9%)	8,8271 (24,7%)
Semirrígido	x_{max} [m]	0,0769 (62,9%)	0,1991 (4,1%)	0,0733 (63,7%)	0,1273 (37%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,6732 (21,4%)	0,6951 (18,8%)	0,3474 (74,7%)	0,7531 (45,1%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	7,8783 (0%)	8,3311 (0%)	6,947 (40,7%)	6,8598 (41,5%)
Mole	x_{max} [m]	0,0637 (69,3%)	0,225 (0%)	0,054 (73,2%)	0,0763 (62,2%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,6612 (22,8%)	0,6854 (20%)	0,3308 (75,9%)	0,3962 (71,1%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	7,7491 (0%)	7,9691 (0%)	6,903 (41,1%)	6,7565 (42,4%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE.

Tabela 4.31 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – segunda etapa.

Sismo	Tipo de solo	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
El Centro	Rígido	0,0369 (12,1%)	0,0414 (1,3%)	0,0232 (66,4%)	0,0557 (19,1%)
	Semirrígido	0,0317 (24,4%)	0,0488 (0%)	0,031 (55%)	0,0385 (44,2%)
	Mole	0,0287 (31,7%)	0,0469 (0%)	0,0228 (66,9%)	0,0269 (60,9%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE.

Percebe-se nas figuras e tabelas anteriores que a consideração da interação solo – estrutura (ISE) conduz a respostas menores na Estrutura 2 em relação à mesma edificação, porém apoiada numa base fixa (*linha preta*). Neste caso, o modelo apoiado em base fixa se considera conservador.

Em relação à Estrutura 1, a consideração da ISE faz com que valores dos deslocamentos absolutos e relativos da Estrutura 1 (Figuras 4.68 e 4.71) quando apoiada numa sapata de $r = 1,0 m$ (*linha azul*) sejam conservativos se comparados com os obtidos para a mesma edificação se apoiada em uma base fixa (*linha preta*).

Por outro lado, visualiza-se na Figura 4.71 que, ao assentar a Estrutura 1 em sapatas de 1,0 m de raio (*linha azul*), os deslocamentos máximos relativos entre pavimentos medidos no primeiro pavimento diminuem consideravelmente, porém, a partir do quarto pavimento esses deslocamentos aumentam em sentido contrário, indicando a contribuição dos modos superiores

na resposta da estrutura, o qual não se observa nas edificações apoiadas em base fixa (*linha preta*).

Cabe destacar dos resultados anteriores da Estrutura 1 os comportamentos dos valores das velocidades e acelerações (Figuras 4.69 e 4.70), onde a consideração da ISE conduz a que as máximas respostas se apresentem entre o terceiro e quarto pavimento e não no topo como acontece geralmente, resultando em valores elevados em comparação com os obtidos para a mesma estrutura, mas engastada na base. A aceleração requer uma atenção especial, já que indica que nesses pavimentos a força de cisalhamento produto do abalo sísmico poderia ter incrementado.

4.3.3.1.2 Edificações com acoplamento

Nas Figuras 4.72 e 4.73 se apresenta o comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos obtidos para o sistema do caso 3 (Figura 4.66) quando assentado nos solos moles, semirrígidos e rígidos assim como em sapatas circulares de 1,0 m e 2,0 m de raio e acoplado por meio do elemento de conexão com propriedades mecânicas $c^3 = 4,0541 \cdot 10^5$, $k^3 = 0$. Cabe ressaltar que a posição do elemento de conexão é no topo da menor estrutura (tabela 4.12) respectivamente.

Nessas figuras, a linha preta representa as respostas do sistema acoplado e apoiado em base fixa. Já a linha azul indica as respostas das edificações não acopladas e apoiadas em base flexível e, finalmente, a linha vermelha representa as respostas do sistema acoplado e apoiado sobre base flexível.

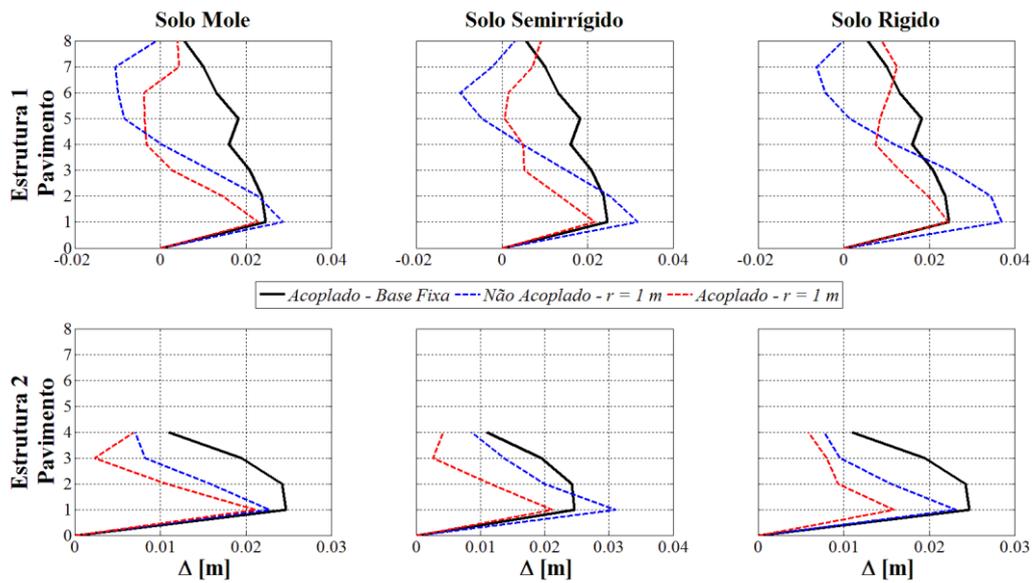


Figura 4.72 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 3 – segunda etapa.

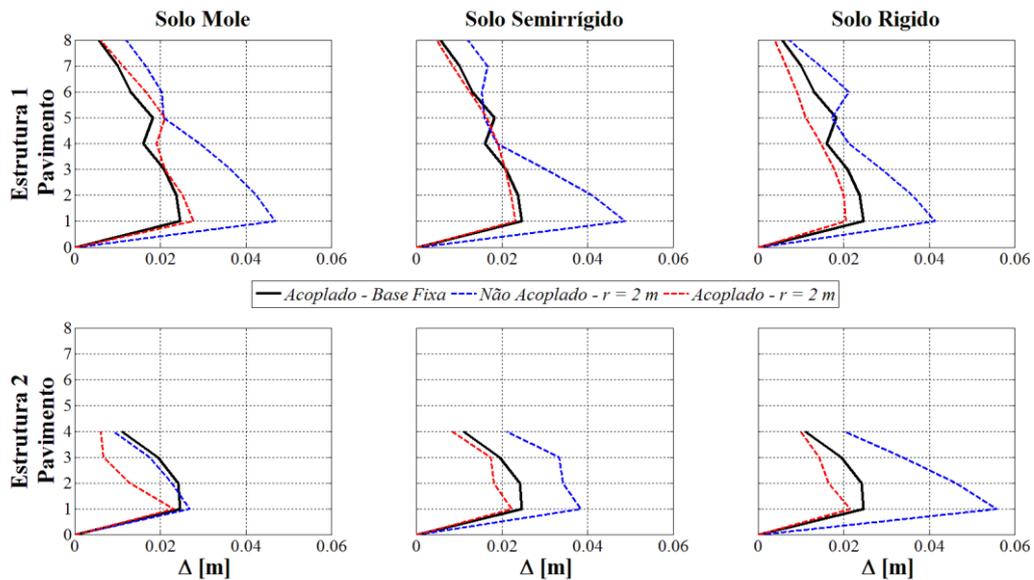


Figura 4.73 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de El Centro – Caso 3 – segunda etapa.

Percebe-se nesses resultados que as respostas das edificações acopladas e apoiadas em base fixa (*linhas pretas*) se mostraram convergentes aos obtidos para os mesmos modelos, porém, considerando os efeitos da ISE (*linhas vermelhas*).

Do mesmo modo, nota-se que ao acoplar as edificações com a ISE (*linhas azuis e vermelhas*) continua sendo considerável a contribuição dos modos superiores nos valores das respostas na Estrutura 1 (Figura 4.72), fenômeno que não se registrou no modelo simplificado apoiado em base fixa (*linha preta*).

Neste caso e mesmo que o modelo simplificado apoiado em base fixa da Estrutura 1 apresente resultados conservativos, não se consegue obter o comportamento correto dos pavimentos superiores, o que pode gerar danos à Estrutura 1 durante sua utilização. Deste modo, recomenda-se trabalhar com o modelo que considera os efeitos da ISE devido à sua similaridade com as condições reais do projeto.

Além dos deslocamentos relativos entre pavimentos, foram também calculadas as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos (x), velocidade (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) absolutas das edificações acopladas e quando submetidas ao sismo de Northridge. Essas respostas listam-se na Tabela 4.32. Observa-se nessa tabela os mesmos fenômenos visualizados nos resultados anteriores

Tabela 4.32 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 3 quando submetido ao sismo de El Centro – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	ESTRUTURA 1						ESTRUTURA 2					
		$r = 1,0 m$			$r = 2,0 m$			$r = 1,0 m$			$r = 2,0 m$		
		<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>
Rígido	x_{max} [m]	0,1057	4%	20%	0,1038	45%	22%	0,0392	30%	51%	0,0624	60%	21%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,4073	40%	44%	0,4709	34%	36%	0,2859	5%	54%	0,4272	61%	31%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	6,5060	20%	0%	5,8498	31%	0%	6,7149	0%	0%	6,4368	27%	0%
Semirrígido	x_{max} [m]	0,0642	17%	52%	0,1274	36%	4%	0,0396	46%	50%	0,0662	48%	17%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,4389	35%	40%	0,4359	37%	41%	0,3064	12%	50%	0,4277	43%	30%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	6,8110	14%	0%	5,7248	31%	0%	6,8499	1%	0%	6,6860	3%	0%
Mole	x_{max} [m]	0,0402	37%	70%	0,1488	34%	0%	0,0412	24%	48%	0,0490	36%	38%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,4769	28%	35%	0,4816	30%	34%	0,3130	5%	49%	0,3210	19%	48%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	6,8022	12%	0%	6,0414	24%	0%	6,5581	5%	0%	6,9577	0%	0%

É diante desse contexto que se pode concluir que ao considerar a ISE há uma importante alteração nos valores das respostas dinâmicas, sendo que o desempenho da técnica do acoplamento depende do modelo a ser escolhido.

4.3.3.2 Influência da interação solo - estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de Kobe

4.3.3.2.1 Edificações sem acoplamento

Nas Figuras 4.74 a 4.77 se apresentam as comparações das respostas dinâmicas em termos de deslocamentos absolutos (x) e relativos de pavimento (Δ), velocidades (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) das edificações da Figura 4.66 considerando os três tipos de solo e os dois tamanhos de sapatas e as quais foram normalizadas em relação às respostas calculadas para as mesmas edificações, porém, apoiadas sobre base fixa (item 4.2.1.3 – tabela 4.11).

Já nas Tabelas 4.33 e 4.34 se listam os valores máximos das respostas dinâmicas das edificações considerando a ISE, assim as reduções ou aumentos nos valores máximos dessas respostas em relação às obtidas para as edificações apoiadas em base fixa.

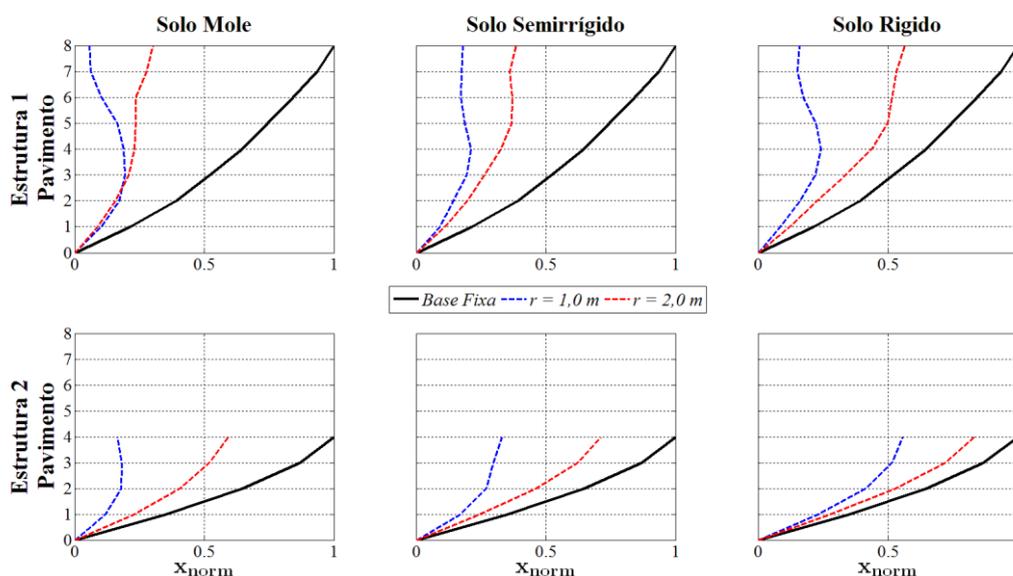


Figura 4.74 – Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Kobe – segunda etapa.

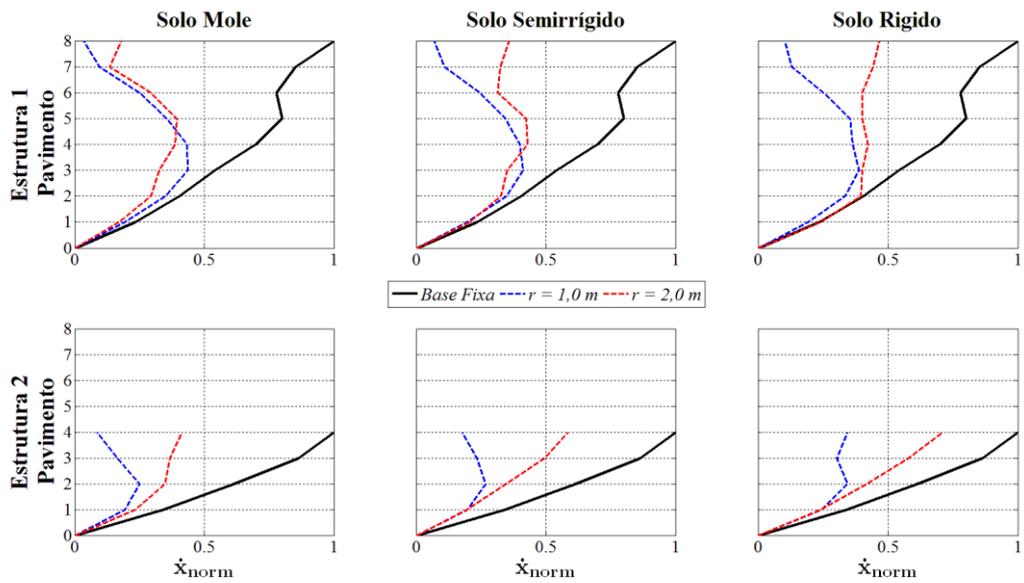


Figura 4.75 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Kobe – segunda etapa.

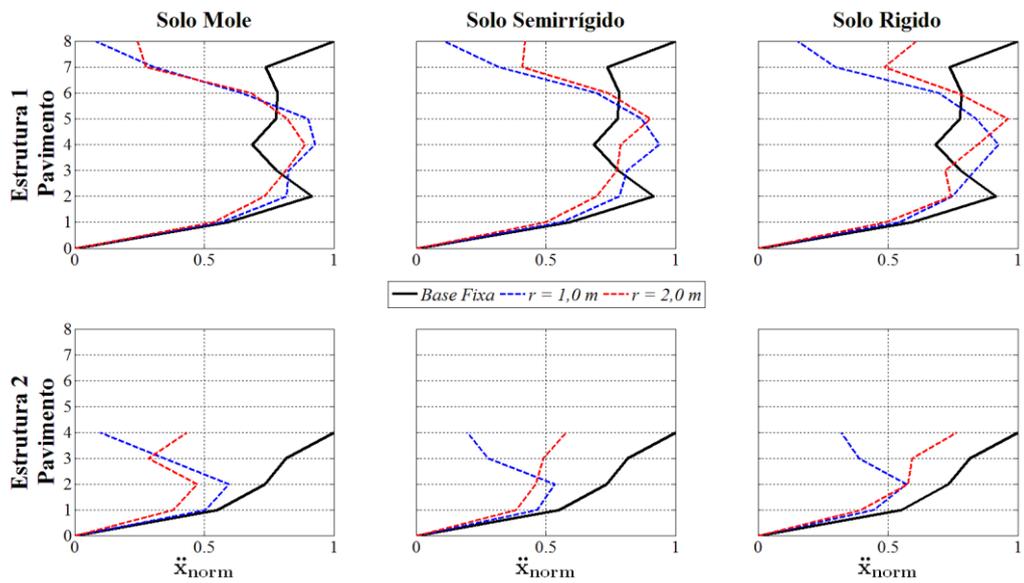


Figura 4.76 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Kobe – segunda etapa.

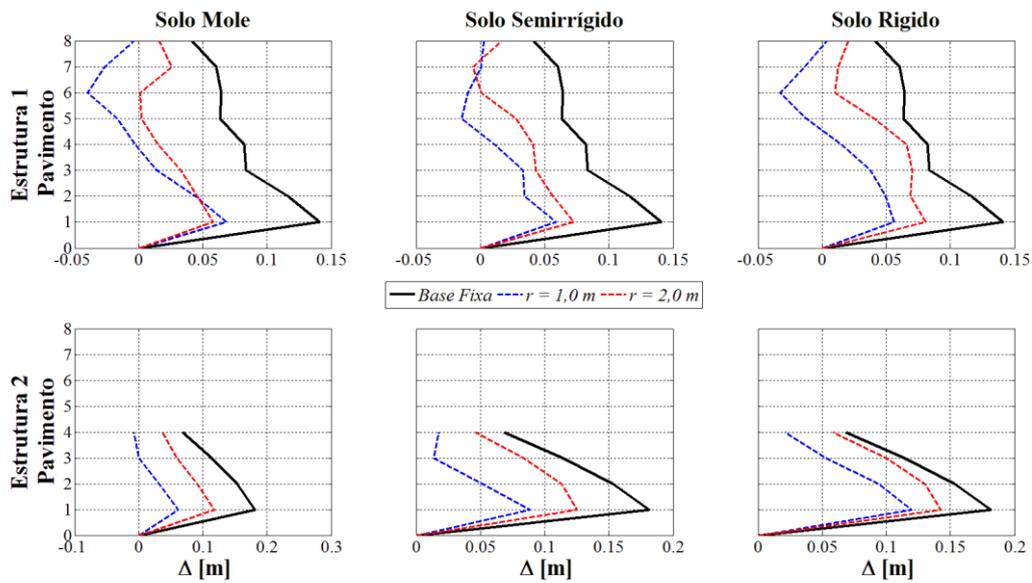


Figura 4.77 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – sismo de Kobe – Caso 3 – segunda etapa.

Tabela 4.33 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – Sismo Kobe – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Rígido	x_{max} [m]	0,1584 (75,7%)	0,3684 (43,5%)	0,2879 (44,3%)	0,4309 (16,7%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	1,3127 (61,1%)	1,5743 (53,3%)	1,4107 (65,4%)	2,8953 (28,9%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	17,1358 (7,4%)	17,7987 (3,8%)	16,3725 (42,7%)	21,8413 (23,6%)
Semirrígido	x_{max} [m]	0,1374 (78,9%)	0,2517 (61,4%)	0,1712 (66,9%)	0,3685 (28,7%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	1,3895 (58,8%)	1,4495 (57%)	1,0946 (73,1%)	2,3815 (41,6%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	17,3464 (6,3%)	16,7365 (9,6%)	15,2952 (46,5%)	16,5512 (42,1%)
Mole	x_{max} [m]	0,1268 (80,6%)	0,1964 (69,9%)	0,0938 (81,9%)	0,3064 (40,7%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	1,4707 (56,4%)	1,3282 (60,6%)	1,0219 (74,9%)	1,686 (58,6%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	17,173 (7,2%)	16,4646 (11%)	17,0124 (40,5%)	13,5067 (52,8%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE.

Tabela 4.34 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – segunda etapa.

Sismo	Tipo de solo	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Kobe	Rígido	0,0557 (60,4%)	0,0805 (42,8%)	0,1197 (34%)	0,1425 (21,4%)
	Semirrígido	0,059 (58%)	0,0725 (48,4%)	0,0885 (51,2%)	0,1252 (31%)
	Mole	0,0684 (51,3%)	0,0577 (59%)	0,061 (66,4%)	0,1182 (34,8%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE.

É possível perceber nas tabelas e figuras anteriores que a consideração da ISE conduz a respostas menores em ambas as estruturas (*linhas azuis e vermelhas*) sem importar o tipo de solo e o tamanho da fundação, o que faz com que os modelos apoiados em base fixa (*linhas pretas*) apresentem valores moderadamente conservativos.

Entretanto e mesmo que a consideração da ISE tenha diminuído as respostas dinâmicas, nota-se na Figura 4.77 que na Estrutura 1 continua aparecendo uma flexibilidade que não surge na edificação apoiada em base fixa, fazendo com que os valores dos deslocamentos relativos entre o quinto e sexto pavimento sejam iguais aos máximos medidos no primeiro pavimento.

4.3.3.2.2 Edificações com acoplamento

Com o intuito de avaliar a influência da interação solo – estrutura (ISE) na performance da técnica do acoplamento, utilizaram-se as propriedades ótimas dos elementos de conexão c^3 e k^3 que foram calculadas na primeira etapa para o cálculo das respostas dinâmicas das edificações da Figura 4.66. Os valores desses coeficientes são $c^3 = 3,1086.10^5$ Ns/m, $k^3 = 0$ e a posição ótima do amortecedor foi no topo da menor estrutura (tabela 4.12), respectivamente.

Nas Figuras 4.78 e 4.79 se mostram os comparativos dos deslocamentos relativos entre pavimentos obtidos para o sistema do caso 3 (Figura 4.66) quando: acoplado e apoiado sobre base fixa (*linha preta*); não acoplado e apoiado sobre base flexível (*linha azul*); e acoplado e apoiado sobre base flexível (*linha vermelha*).

Ainda pertencente a essa situação, listam-se na Tabela 4.35 as máximas respostas dinâmicas em termos de deslocamentos (x), velocidade (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) absolutas das edificações acopladas do caso 3 considerando os efeitos da interação solo – estrutura.

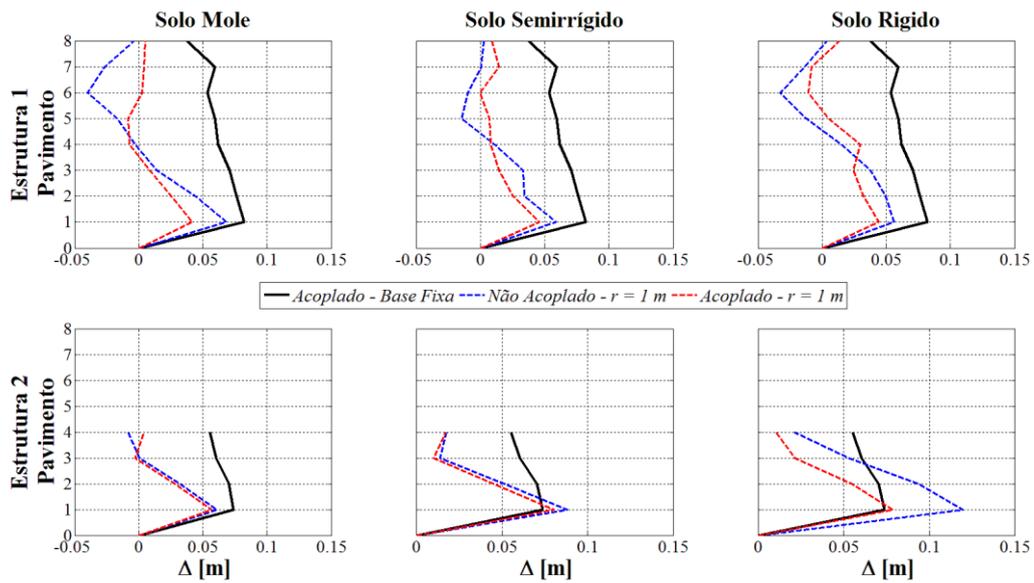


Figura 4.78 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de Kobe – Caso 3 – segunda etapa.

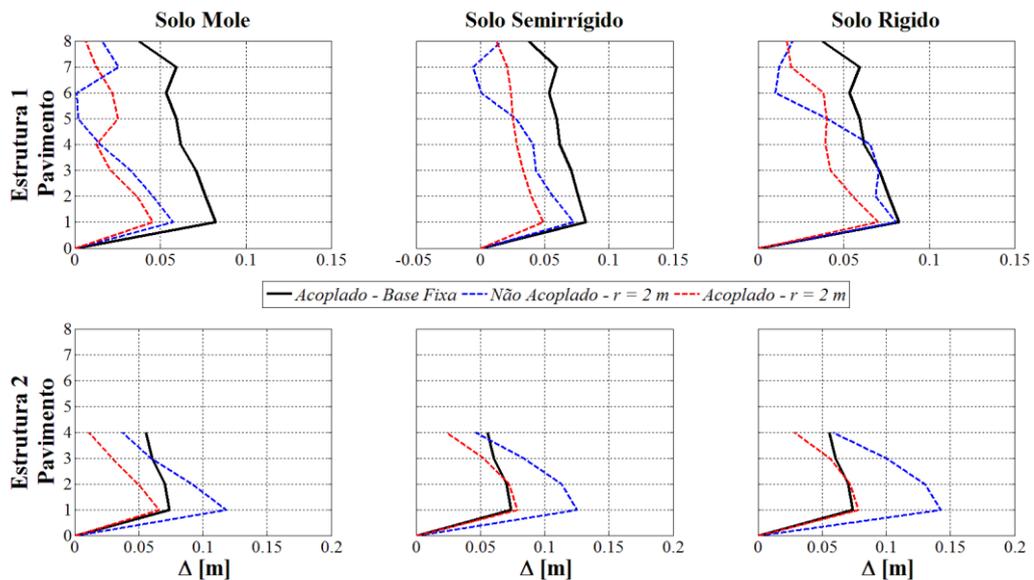


Figura 4.79 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de Kobe – Caso 3 – segunda etapa.

Tabela 4.35 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 3 quando submetido ao sismo de Kobe – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	ESTRUTURA 1						ESTRUTURA 2					
		$r = 1,0 m$			$r = 2,0 m$			$r = 1,0 m$			$r = 2,0 m$		
		<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>
Rígido	x_{max} [m]	0,1354	15%	73%	0,3222	13%	36%	0,1662	42%	36%	0,2343	46%	10%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,7734	41%	71%	1,4001	11%	47%	1,1966	15%	37%	1,7208	41%	9%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	11,1352	35%	34%	12,8489	28%	24%	14,7295	10%	0%	14,7210	33%	0%
Semirrígido	x_{max} [m]	0,1239	10%	75%	0,2318	8%	54%	0,1531	11%	41%	0,2277	38%	13%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,8301	40%	68%	1,0901	25%	59%	0,9375	14%	50%	1,6426	31%	13%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	11,8364	32%	30%	11,1645	33%	34%	15,9250	0%	0%	13,0391	21%	0%
Mole	x_{max} [m]	0,0752	41%	85%	0,1827	7%	64%	0,0865	8%	67%	0,1564	49%	40%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,8638	41%	67%	0,8655	35%	67%	1,0351	0%	45%	1,0810	36%	43%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	11,4598	33%	32%	11,2373	32%	34%	17,5860	0%	0%	11,8609	12%	9%

Nota-se que na Estrutura 1 os deslocamentos relativos entre pavimentos considerando a ISE sem e com acoplamento (*linhas azul e vermelha*) foram sempre conservativos se comparados às respostas do sistema acoplado apoiado em base fixa (*linha preta*).

Situação diferente se visualiza na Estrutura 2, onde as respostas dessa edificação desacoplada e com ISE (*linha azul*) resultaram maiores que as obtidas para o sistema desacoplado de referência (*linha preta*) e, que ao ser acoplada à Estrutura 1, as respostas diminuiriam como era o esperado.

Um outro ponto a evidenciar é a contribuição dos modos superiores nas respostas da Estrutura 1 devido aos efeitos da ISE, porém, nota-se que quando a edificação se assentou em sapatas de $r = 1,0$ m e nos solos moles e rígidos (Figura 4.78) ainda continua esse fenômeno, sendo necessário um novo estudo de otimização para calcular umas novas propriedades mecânicas dos elementos de conexão e assim tentar controlar esse efeito ou avaliar a possibilidade de colocar elementos de controle locais nos pavimentos afetados.

Por outro lado, percebe-se na Tabela 4.35 que a técnica do acoplamento conseguiu diminuir favoravelmente os valores das máximas respostas dinâmicas da Estrutura 1 quando considerada a ISE para todos os tipos de solo e tamanhos de sapata. No entanto, na Estrutura 2 houve diminuições nos valores dos deslocamentos e velocidades para os três tipos de solo, porém, as acelerações não diminuiriam.

4.3.3.3 *Influência da interação solo – estrutura nas edificações vizinhas quando submetidas ao sismo de Northridge*

4.3.3.3.1 Edificações sem acoplamento

Do mesmo modo que para os sismos anteriores, calcularam-se as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos absolutos (x) e relativos de pavimento (Δ), velocidades (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) das edificações da Figura 4.66 e foram normalizadas em relação às respostas calculadas para as mesmas edificações, porém, apoiadas sobre base fixa (item 4.2.1.3 – tabela 4.11). Essas respostas visualizam-se nas Figuras 4.80 a 4.83. Já nas Tabelas 4.36 e 4.37 apresentam-se os valores máximos dessas respostas dinâmicas, assim como as reduções ou aumentos nos valores máximos dessas respostas em relação às obtidas para as edificações sem acoplamento e apoiada sobre base fixa.

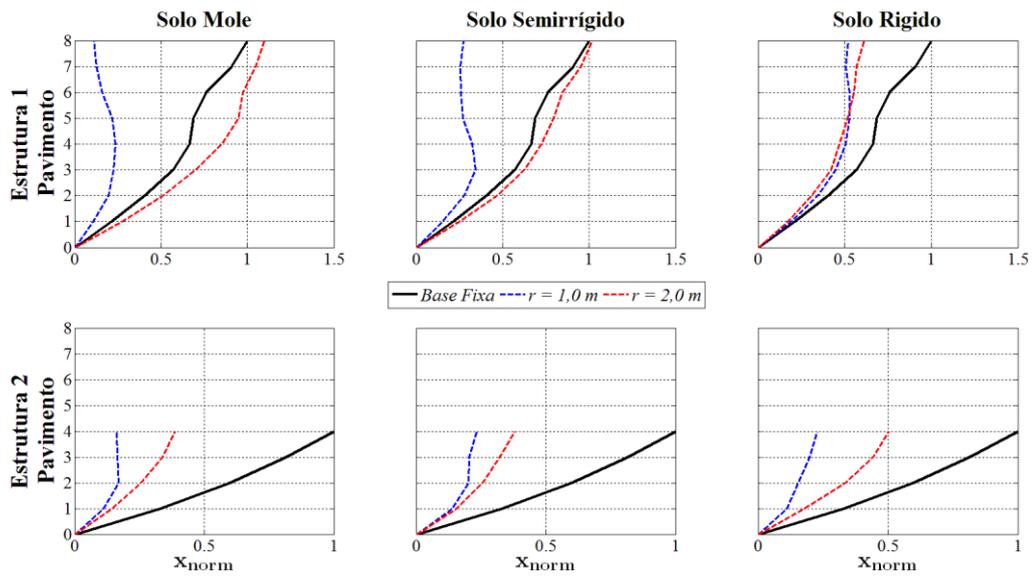


Figura 4.80 – Deslocamentos normalizados das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Northridge – segunda etapa.

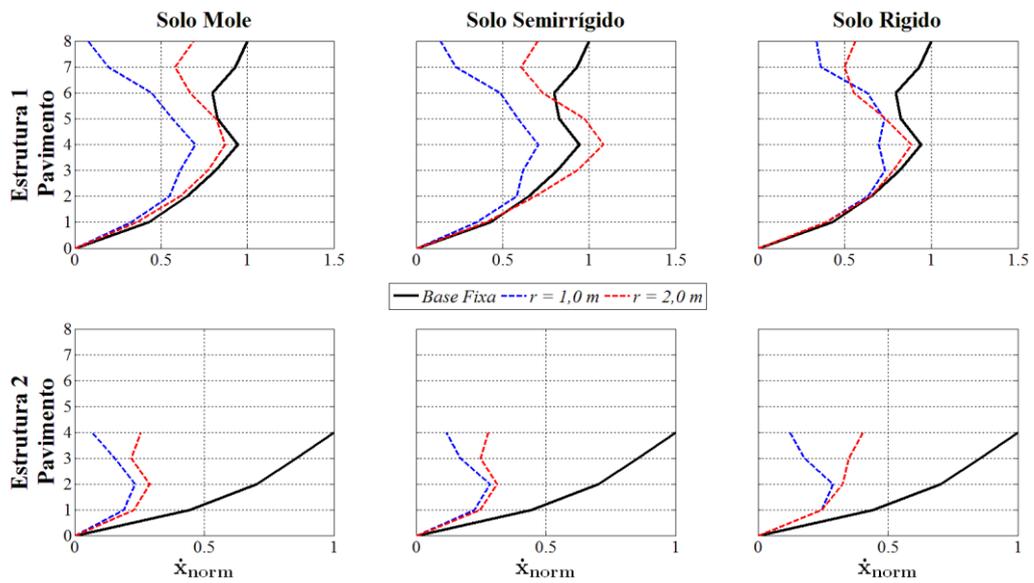


Figura 4.81 – Velocidades normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Northridge – segunda etapa.

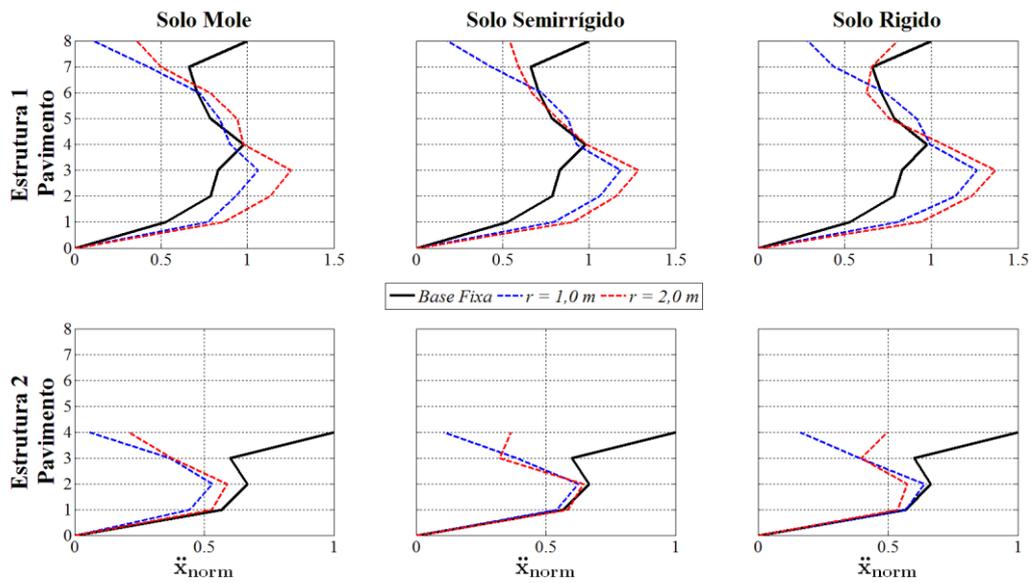


Figura 4.82 – Acelerações normalizadas das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – Caso 3 e sismo de Northridge – segunda etapa.

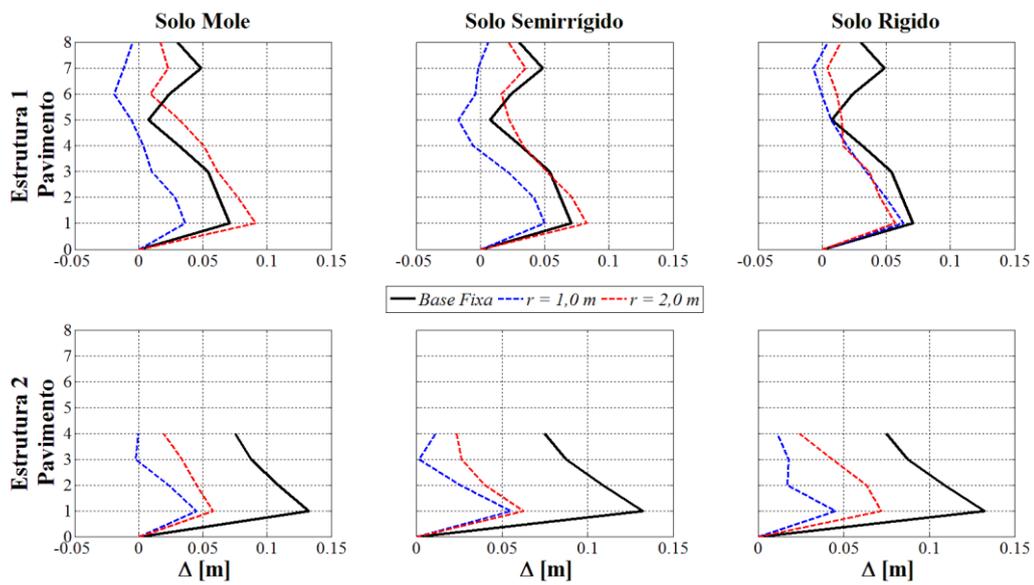


Figura 4.83 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas não acopladas e para diferentes condições de apoio – sismo de Northridge– Caso 3 – segunda etapa.

Tabela 4.36 – Comparativo das respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – Sismo Northridge – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Rígido	x_{max} [m]	0,1738 (47,1%)	0,2011 (38,8%)	0,0919 (77,3%)	0,2035 (49,6%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	1,0305 (26,6%)	1,2457 (11,3%)	1,0067 (71,1%)	1,4012 (59,7%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	15,9507 (0%)	17,2578 (0%)	20,19 (35,9%)	18,0802 (42,6%)
Semirrígido	x_{max} [m]	0,1122 (65,9%)	0,3341 (0%)	0,094 (76,7%)	0,1532 (62,1%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,9903 (29,5%)	1,5188 (0%)	0,988 (71,6%)	1,085 (68,8%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	14,9044 (0%)	16,2155 (0%)	19,6466 (37,6%)	20,2884 (35,6%)
Mole	x_{max} [m]	0,0779 (76,3%)	0,3604 (0%)	0,0686 (83%)	0,1562 (61,3%)
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,9792 (30,2%)	1,2208 (13%)	0,8093 (76,7%)	1,0092 (71%)
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	13,3707 (0%)	15,7698 (0%)	16,7467 (46,8%)	18,5232 (41,2%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE.

Tabela 4.37 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) do caso 3 sem acoplamento e considerando a ISE – segunda etapa.

Sismo	Tipo de solo	Estrutura 1		Estrutura 2	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Northridge	Rígido	0,0636 (10,3%)	0,0568 (19,9%)	0,0453 (65,8%)	0,0719 (45,7%)
	Semirrígido	0,0498 (29,7%)	0,0827 (0%)	0,0554 (58,1%)	0,0628 (52,6%)
	Mole	0,0361 (49,1%)	0,0911 (0%)	0,045 (66%)	0,058 (56,2%)

*Os valores dentro dos parêntesis indicam as reduções em relação às respostas sem a ISE.

Dos resultados mostrados nas figuras e tabelas anteriores dá para visualizar que a Estrutura 1 quando assentada em sapatas de $r = 2,0 m$ (*linha vermelha*) apresenta incrementos nos valores dos deslocamentos, velocidades e acelerações, sendo estes últimos os que mais se aumentaram. No caso dos deslocamentos, observa-se que ao aumentar a rigidez do solo, as respostas ficam próximas às obtidas para a mesma edificação, porém, apoiada em base fixa (*linha preta*). Já as acelerações aumentam sem importar o tipo de solo e o tamanho da sapata.

Já na Estrutura 2, as respostas dinâmicas (x , \dot{x} , \ddot{x}) diminuíram consideravelmente sem importar o tamanho da sapata e do tipo de solo. No entanto, observa-se que ao aumentar a rigidez do solo, as amplitudes dessas respostas aumentam, mas não conseguem chegar aos valores máximos do modelo apoiado em base fixa.

Em relação aos deslocamentos relativos entre pavimentos, observa-se na Figura 4.83 que na Estrutura 1 e quando assentada em sapatas de $r = 2,0 m$ (*linha vermelha*), os deslocamentos relativos aumentaram para os solos moles e semirrígidos e, à medida que o solo

se torna mais rígido, esses deslocamentos diminuiram até o ponto de serem quase iguais aos obtidos para a mesma edificação, mas engastada na base (*linha preta*).

No entanto, na Figura 4.83 é possível perceber que ao diminuir o tamanho da fundação (*linha azul*) na Estrutura 1, os deslocamentos relativos entre pavimentos resultaram muito menores se comparados com os obtidos para a mesma edificação fixa na base (*linha preta*). Em relação à Estrutura 2, os deslocamentos relativos resultaram menores se comparados com os de referência (*base fixa – linha preta*) para todos os tipos de solo e tamanho de sapatas.

Os resultados anteriores eram os esperados, já que o sismo de Northridge foi definido como um terremoto de baixa frequência, isto é, sismo de período longo, o qual gera grandes oscilações em estruturas esbeltas e, por conseguinte, respostas dinâmicas com valores elevados. Nota-se que as respostas aumentaram na edificação de maior porte (Estrutura 1) e na edificação de menor porte o solo trabalhou como um sistema de dissipação de energia.

4.3.3.3.2 Edificações com acoplamento

Com o intuito de avaliar a influência da interação solo – estrutura (ISE) na performance da técnica do acoplamento, calcularam-se os deslocamentos relativos entre pavimentos das edificações da Figura 4.66 quando acopladas com por meio do elemento de conexão obtido na primeira etapa, cujos valores são $c_3 = 6,0192 \cdot 10^5$ Ns/m e $k_3 = 0$ (tabela 4.12). Os resultados ilustram nas Figuras 4.84 e 4.85.

Nessas figuras: a linha preta representa as respostas do sistema acoplado e apoiado em base fixa; a linha azul indica as respostas das edificações não acopladas e apoiadas em base flexível; e, finalmente, a linha vermelha representa as respostas do sistema acoplado e apoiado sobre base flexível.

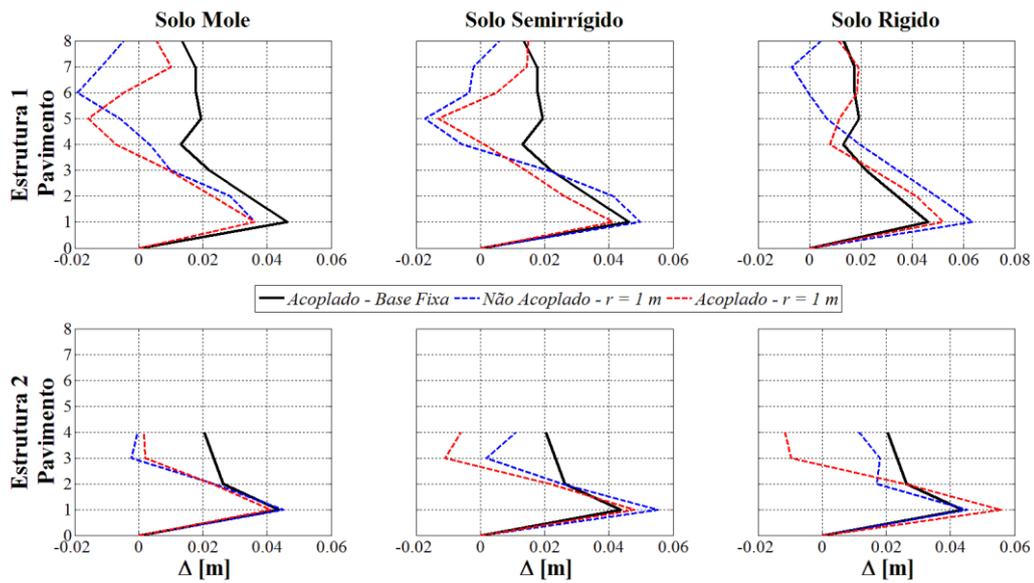


Figura 4.84 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 1,0 m de raio – sismo de Northridge – Caso 3 – segunda etapa.

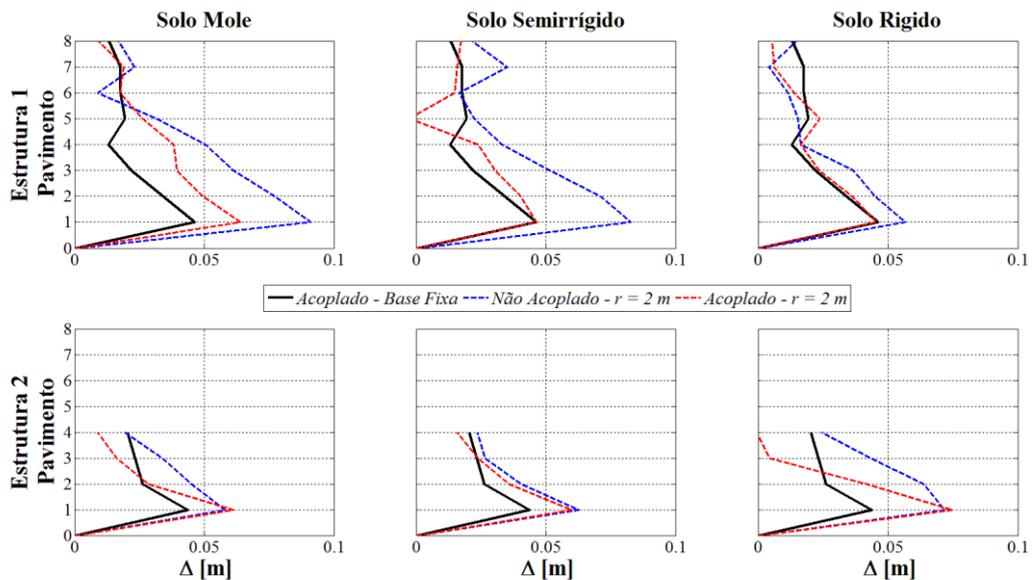


Figura 4.85 – Comparativo dos deslocamentos relativos entre pavimentos (Δ) das edificações vizinhas acopladas considerando ou não a ISE – sapatas de 2,0 m de raio – sismo de Northridge – Caso 3 – segunda etapa.

Se comprovou na primeira etapa (item 4.2.1.3) que, ao acoplar as duas edificações vizinhas apoiadas em base fixa, os deslocamentos relativos entre pavimentos diminuiriam consideravelmente. Nesta etapa, se corroborou no item anterior que o solo diminuiu os

deslocamentos relativos das edificações vizinhas desacopladas, criando uma percepção que a técnica do acoplamento poderia ser dispensada.

Porém, nota-se nas figuras anteriores que os deslocamentos relativos obtidos do modelo acoplado e apoiado em base flexível (*linha vermelha*) foram maiores se comparados com os resultados obtidos para o mesmo modelo, mas apoiado em base fixa (*linha preta*). A situação se tornou pior quando o tamanho da sapata aumentou.

Considerando tais colocações, conclui-se que o solo influenciou negativamente no desempenho da técnica do acoplamento para o controle dos deslocamentos relativos entre pavimentos em ambas as estruturas (*linha vermelha*), tornando-se necessário um novo processo de otimização das propriedades mecânicas do elemento de conexão com o intuito de diminuir esses deslocamentos ou considerar o uso de outros tipos de dispositivos de controle locais.

Além dos deslocamentos relativos entre pavimentos, foram também calculadas as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos (x), velocidade (\dot{x}) e acelerações (\ddot{x}) absolutas das edificações acopladas e quando submetidas ao sismo de Northridge. Essas respostas listam-se na Tabela 4.38. Observa-se nessa tabela os mesmos fenômenos visualizados nos resultados anteriores.

Tabela 4.38 – Respostas máximas absolutas em termos de deslocamento (x_{max}), velocidade (\dot{x}_{max}) e aceleração (\ddot{x}_{max}) do sistema caso 3 quando submetido ao sismo de Northridge – segunda etapa.

Tipo de solo	Tipo de Resposta	ESTRUTURA 1						ESTRUTURA 2					
		<i>r = 1,0 m</i>			<i>r = 2,0 m</i>			<i>r = 1,0 m</i>			<i>r = 2,0 m</i>		
		<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>	<i>Estrutura acoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura desacoplada com ISE</i>	<i>Redução em relação a estrutura acoplada base fixa</i>
Rígido	x_{max} [m]	0,1878	0%	0%	0,1714	15%	7%	0,0817	11%	28%	0,1212	40%	0%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,7881	24%	38%	0,9936	20%	21%	1,1507	0%	6%	1,1078	21%	10%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	13,8177	13%	0%	16,6492	4%	0%	21,5282	0%	0%	18,5938	0%	0%
Semirrígido	x_{max} [m]	0,1041	7%	43%	0,1857	44%	0%	0,0698	26%	39%	0,1356	12%	0%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,8223	17%	35%	0,9911	35%	21%	1,0333	0%	16%	1,1858	0%	3%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	13,6306	9%	0%	16,2508	0%	0%	19,8487	0%	0%	18,4435	9%	0%
Mole	x_{max} [m]	0,0684	12%	63%	0,2633	27%	0%	0,0677	1%	41%	0,1149	26%	0%
	\dot{x}_{max} [m/s]	0,8788	10%	30%	1,1068	9%	12%	0,8903	0%	27%	1,0165	0%	17%
	\ddot{x}_{max} [m/s ²]	13,9567	0%	0%	14,4073	9%	0%	17,5826	0%	0%	19,7396	0%	0%

4.3.3.4 Influência da interação solo – estrutura nos valores das propriedades mecânicas dos elementos de conexão

Comprovou-se que a interação solo – estrutura alterou os valores das respostas dinâmicas nas edificações, fazendo com que o controle dessas respostas por meio da técnica do acoplamento seja limitado, sendo necessário em alguns casos otimizar as propriedades mecânicas dos elementos que irão interligar as edificações vizinhas.

Deste modo, nesta seção, foi feito também um estudo de otimização com o intuito de obter novos valores de k^3 e c^3 do elemento de conexão, utilizando o método PSO e a mesma função objetivo definida na equação (4.5) no item 4.1.3.

Para este caso há quinze configurações de acoplamento, como as mostradas na Figura 4.27, porém, consideram-se as edificações apoiadas em molas e amortecedores que simulam o solo, tal como se observa na Figura 4.59. Foi utilizada a mesma faixa de valores para k^3 e c^3 que vai de zero até 10×10^6 N/m e 10×10^6 Ns/m respectivamente.

Os resultados da otimização para cada sismo utilizado listam-se na Tabela 4.39. Com o intuito de visualizar melhor a influência da ISE na escolha do elemento de conexão, nas Figuras 4.86 a 4.88 ilustram-se os comparativos entre os valores ótimos calculados nesta etapa com os obtidos para o mesmo caso, porém, apoiado sobre base fixa (Tabela 4.12). Nessas figuras, as siglas S.R, S.SR e SM indicam solo rígido, semirrígido e mole

Tabela 4.39 – Parâmetros ótimos obtidos no PSO para o modelo acoplado do caso 1 – segunda etapa.

Tipo de Solo	Parâmetros	El Centro		Kobe		Northridge	
		$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$	$r = 1,0 m$	$r = 2,0 m$
Rígido (S.R)	# Disp.	2	1	4	2	1	2
	Posição [Pav]	1 – 4	4	1 a 4	1 – 4	2	1 – 4
	k_n^3 [10^6 N/m]	1,6080	0,0384	0	0	0	0,1237
	c_n^3 [10^6 Ns/m]	0,9416	0,4130	0,2050	0,6524	7,4386	0,1969
Semirrígido (S.SR)	# Disp.	2	1	2	2	2	2
	Posição [Pav]	3 – 4	4	2 – 3	3 – 4	1 – 4	1 – 4
	k_n^3 [10^6 N/m]	0	0	0	0	0	0,9243
	c_n^3 [10^6 Ns/m]	0,8274	0,6385	0,7509	0,3933	1,2897	0,3803
Mole (S.M)	# Disp.	2	2	2	2	4	2
	Posição [Pav]	2 – 3	1 – 4	1 – 3	1 – 4	1 a 4	2 – 4
	k_n^3 [10^6 N/m]	0	0	0,6483	0	0	0
	c_n^3 [10^6 Ns/m]	0,5081	0,6116	0,5086	1,1114	6,5334	0,6262

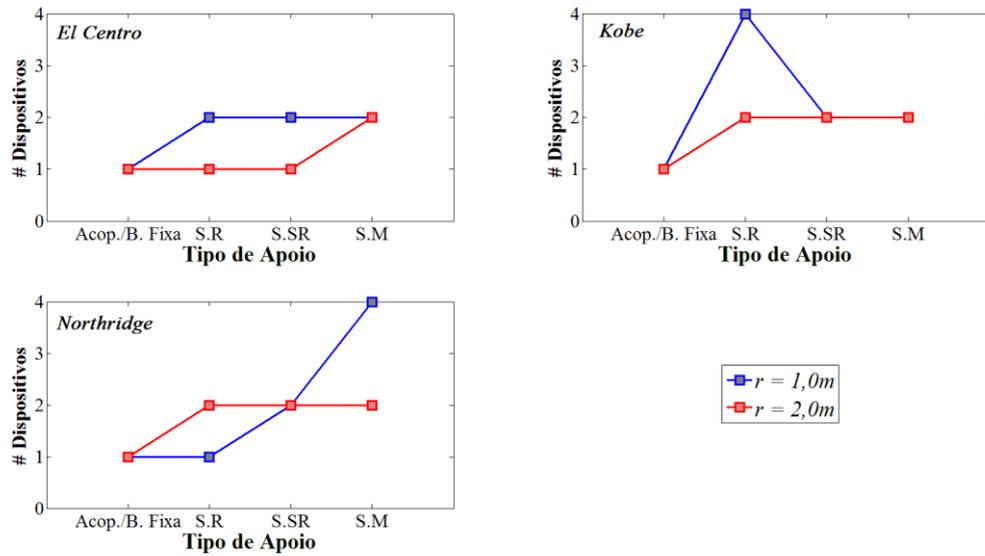


Figura 4.86 – Variação do número de dispositivos necessário para o sistema acoplado e para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e SM) – Caso 3 – segunda etapa.

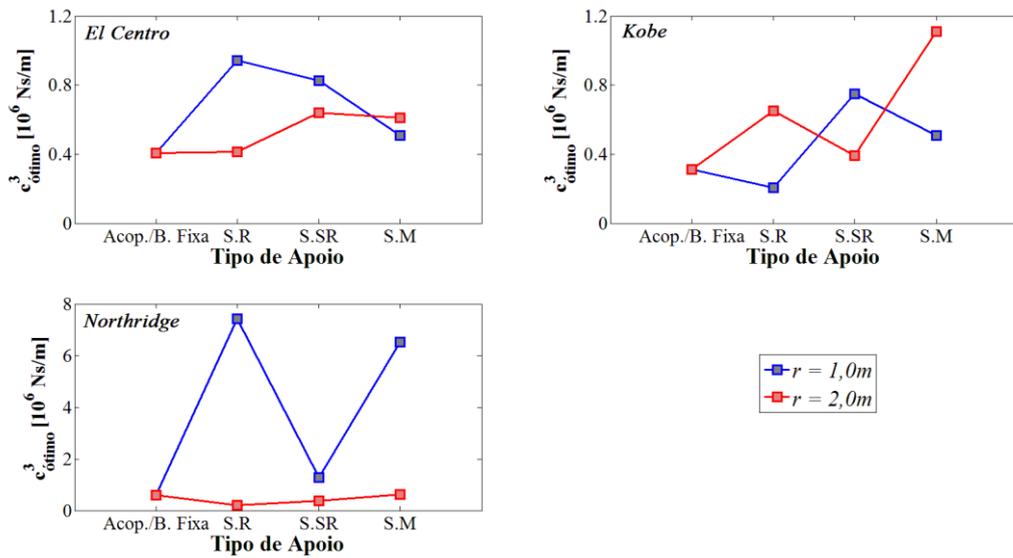


Figura 4.87 – Variação do coeficiente de amortecimento ótimo c^3 do sistema acoplado para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e SM) – Caso 3 – segunda etapa.

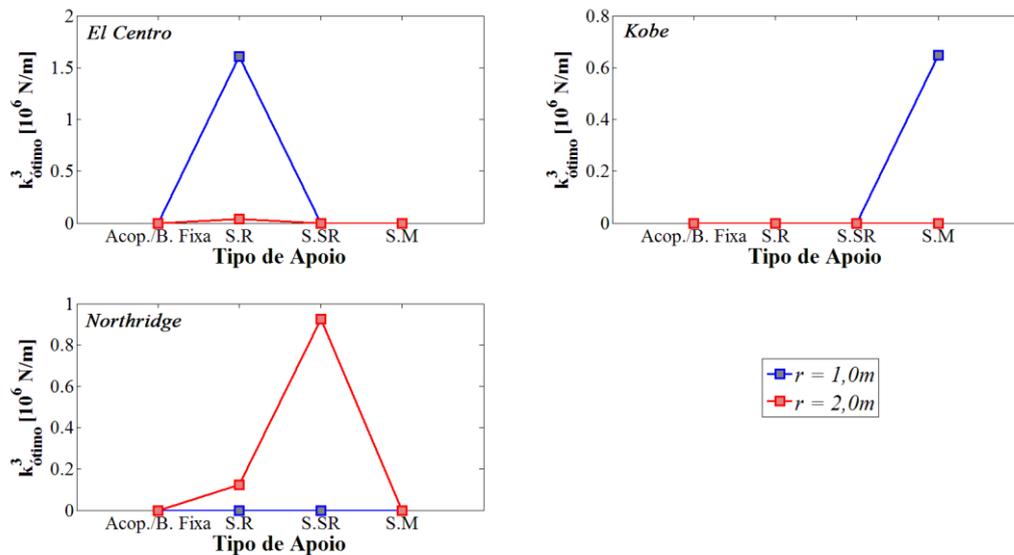


Figura 4.88 – Variação do coeficiente de amortecimento ótimo k^3 do sistema acoplado para diferentes condições de apoio (base fixa, S.R, S.SR e SM) – Caso 3 – segunda etapa.

Nas figuras anteriores assim como na tabela anterior dá para notar que neste caso foi necessário utilizar mais elementos de conexão com valores das propriedades mecânicas muito maiores se comparadas com as obtidas para o modelo acoplado e apoiado em base fixa. Igualmente, nota-se nas Figuras 4.86 e 4.87 que houve a necessidade de utilizar amortecedores do tipo viscoelástico, sendo que os viscofluidos são os mais recomendados a serem empregados no uso desta técnica.

Diante de tal percepção é necessário lembrar que a função objetivo no PSO tem como finalidade calcular os valores ótimos de c^3 e k^3 diminuindo os deslocamentos relativos entre pavimentos das edificações acopladas vizinhas. Deste modo e mesmo que os deslocamentos relativos tenham diminuído em alguns casos como foi demonstrado no item anterior, o PSO tenta diminuir ainda mais esses valores, dando como resultado maior número de dispositivos de interligação assim como valores altos nas propriedades mecânicas dos mesmos.

Soma-se ainda a isso o fato que na estrutura de maior porte (Estrutura 1) houve aumentos nos valores dos deslocamentos relativos nos pavimentos superiores, o que poderia ter influenciado nos resultados da otimização.

Sendo assim, pode-se dizer que a consideração da interação solo – estrutura afeta o desempenho da técnica do acoplamento, sendo que a vezes pode ser irrelevante o uso da mesma

e, ao ser usada, fornece valores muito altos para controlar respostas que já tinham diminuído devido à ISE.

5 ANÁLISE EXPERIMENTAL

No capítulo anterior se examinou numericamente o desempenho da técnica do acoplamento na redução das respostas dinâmicas de duas edificações vizinhas. Verificou-se que a performance dessa técnica depende das propriedades mecânicas das estruturas assim como as propriedades do elemento de conexão.

Neste capítulo, pretende-se avaliar o desempenho da técnica do acoplamento estrutural mediante ensaios experimentais de modelos reduzidos, utilizando pórticos planos simples e apoiados em base fixa quando submetidos a um movimento oscilatório na base provocado por uma mesa vibratória, projetada e construída no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

Numa fase prévia, desenvolveram-se modelos numéricos preliminares para a escolha do tipo de material e dimensões dos pórticos planos a serem ensaiados. Em seguida, foram construídos e ensaiados em vibração livre essas estruturas a fim de identificar as propriedades dinâmicas tais como frequências, modos de vibração e fatores de amortecimento, usando o software ARTEMIS Modal e os registros de aceleração obtidos.

Para a validação dos modelos numéricos se calculou a correlação das frequências naturais e dos modos de vibração, numéricos e experimentais, utilizando a porcentagem de variação da frequência FER e o índice modal MAC (*Modal Assurance Criterion*).

Essa validação foi feita para garantir que os modelos numéricos representassem o comportamento físico real dos pórticos planos ensaiados e assim projetar as propriedades mecânicas do elemento de conexão passivo (amortecedor viscofluido) que seria usado para acoplar esses pórticos e comprovar a eficácia da técnica do acoplamento experimentalmente.

A seguir, os pórticos planos desacoplados foram colocados na mesa vibratória e foram submetidos a um movimento oscilatório de amplitude e frequência conhecida. Em seguida, acoplaram-se os modelos utilizando como elemento de conexão um amortecedor viscofluido, projetado e construído previamente, e o qual foi localizado no último pavimento da estrutura menor. Em ambos os casos foram obtidos os registros de acelerações e calcularam-se os espectros de frequência das estruturas. Finalmente, analisaram-se esses resultados a fim de comprovar a eficácia da técnica do acoplamento no controle das respostas dinâmicas.

5.1 Modelos analisados

5.1.1 Características dos pórticos planos

Foram construídos seis módulos como o mostrado na Figura 5.1 e que representam um pavimento comum de um prédio residencial. Fazendo-se a união de vários desses módulos, pode-se simular estruturas de mais pavimentos (Figura 5.2). Cada um desses módulos é constituído de dois pilares de aço inox (ferrítico liga 430 – $E = 210$ GPa) e de vigas rígidas em alumínio.

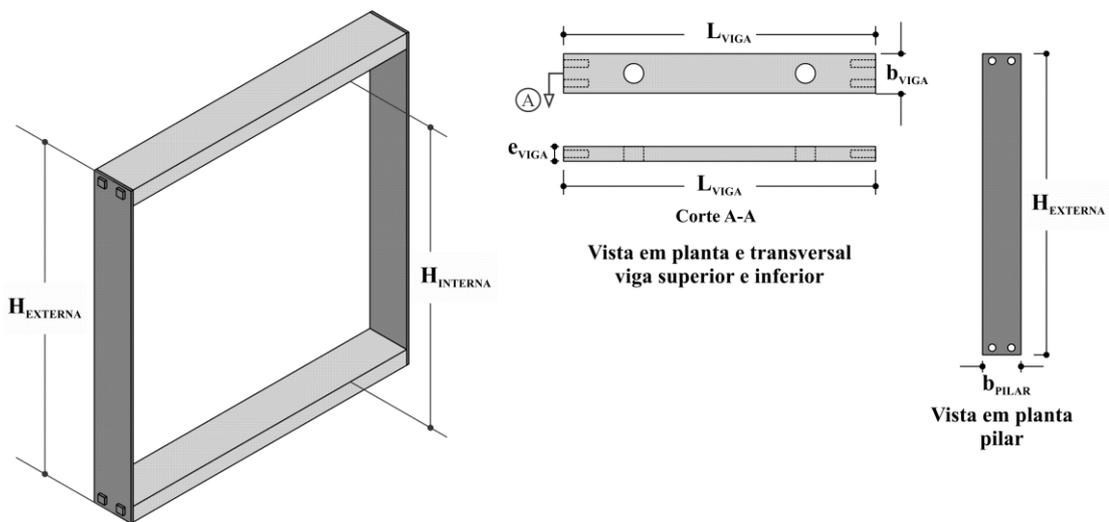


Figura 5.1 – Configuração módulo do pórtico plano.



Figura 5.2 – Pórtico plano 3 pavimentos do tipo *shear building*.

A união de vários desses módulos permite simular estruturas de mais pavimentos como se fossem do tipo *shear building*, uma vez que a rigidez das barras, que constituem os pavimentos, é muito superior em relação à rigidez das chapas de aço inox, que representam os pilares dos modelos experimentais.

As dimensões de cada módulo foram medidas com o auxílio do paquímetro em diferentes pontos, a fim de obter uma média e diminuir o número de incertezas. Os valores dessas medidas encontram-se nas Tabelas 5.1 e 5.2. Do mesmo modo, a massa de cada módulo foi obtida por meio de balanças de precisão, cujos valores listam-se na Tabela 5.3.

Tabela 5.1 – Propriedades geométricas de cada módulo – Pilares.

Módulos	Pilar Esquerdo				Pilar Direito			
	e [mm]	b [mm]	H _{int} [mm]	H _{ext} [mm]	e [mm]	b [mm]	H _{int} [mm]	H _{ext} [mm]
1	1,5	25,7	180,6	200,6	1,5	25,7	180,3	200,1
2	1,5	25,7	180,9	200,5	1,5	25,7	181,0	200,3
3	1,5	25,8	180,9	200,5	1,5	25,7	181,5	200,4
4	1,5	25,7	180,7	200,4	1,5	25,6	181,1	200,3
5	1,5	25,7	181,1	200,4	1,5	25,7	180,9	200,4
6	1,5	25,7	181,8	200,9	1,5	25,8	180,4	200,1

Tabela 5.2 – Propriedades geométricas de cada módulo – Vigas.

Módulos	Viga Superior – Topo			Viga Inferior – Base		
	b [mm]	e [mm]	L [mm]	b [mm]	e [mm]	L [mm]
1	25,4	9,8	188,5	25,4	9,7	188,5
2	25,4	9,7	188,5	25,4	9,5	188,5
3	25,5	9,6	188,1	25,4	9,6	188,4
4	25,4	9,7	188,5	25,4	9,5	188,2
5	25,4	9,6	188,3	25,4	9,6	188,1
6	25,4	9,6	188,0	25,5	9,6	188,2

Tabela 5.3 – Massas dos módulos.

Módulos	Massa [kg]
1	0,36498
2	0,36538
3	0,36487
4	0,36529
5	0,36600
6	0,36486

Neste trabalho, associaram-se os módulos para gerar edificações de até três pavimentos. Devido às configurações geométricas ligeiramente imperfeitas dos elementos, como se percebe nas tabelas anteriores, associou-se elementos cuja condição primária era a de encaixe perfeito entre eles. Na Figura 5.3 ilustram-se as combinações dos módulos que foram utilizadas neste trabalho.

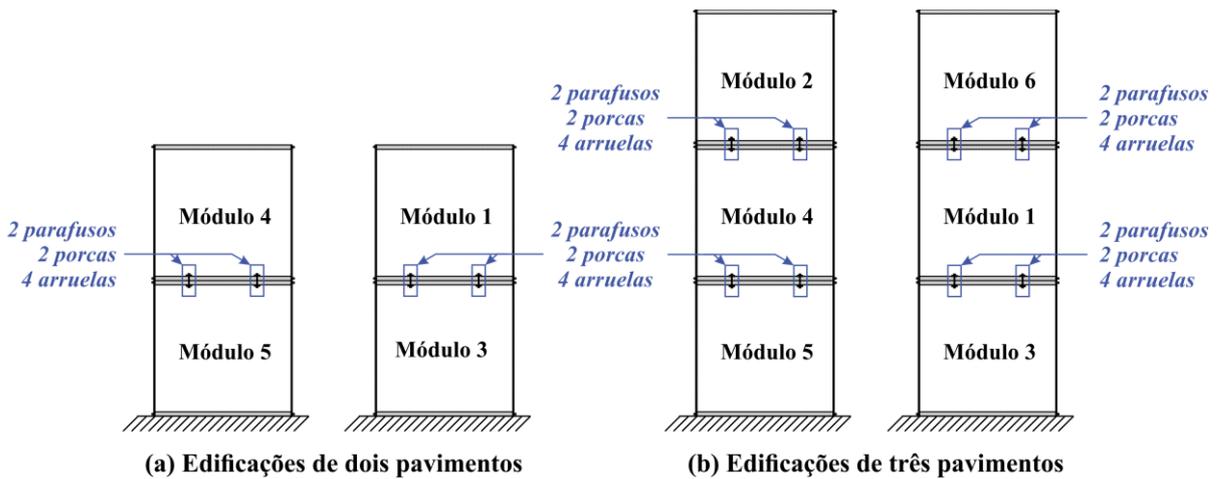


Figura 5.3 – Configurações dos modelos experimentais.

5.1.2 Modelo numéricos das estruturas ensaiadas

Inicialmente, fez-se um estudo numérico dos pórticos mostrados na figura anterior, cujos modelos matemáticos se observam na Figura 5.4.

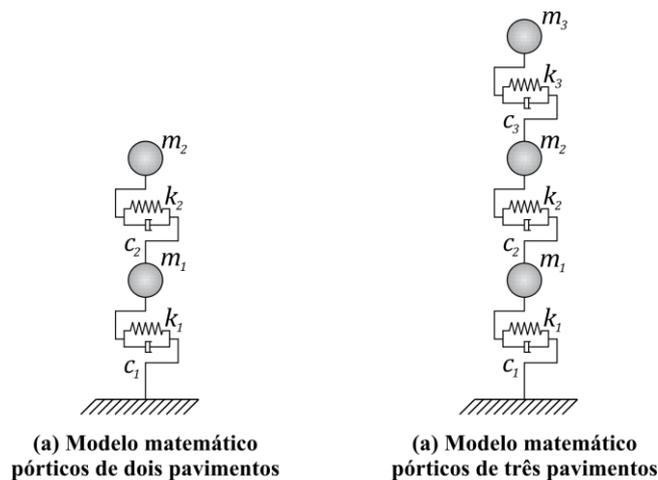


Figura 5.4 – Modelos numéricos dos pórticos planos.

As matrizes de massa dos modelos da figura anterior são definidas em (5.1) a (5.4) e levam em consideração, além das massas listadas na Tabela 5.3, as massas dos parafusos, porcas e arruelas utilizados para unir os módulos (ver Figura 5.3), cujos valores apresentam-se na Tabela 5.4. Nessas equações, os subíndices representam os números dos módulos que compõe os pórticos e que foram mostrados na figura anterior.

$$\mathbf{M}_{5-4}^1 = \begin{bmatrix} 0,3912 & 0 \\ 0 & 0,1826 \end{bmatrix} kg \quad (5.1)$$

$$\mathbf{M}_{5-4-2}^1 = \begin{bmatrix} 0,3912 & 0 & 0 \\ 0 & 0,3909 & 0 \\ 0 & 0 & 0,1827 \end{bmatrix} kg \quad (5.2)$$

$$\mathbf{M}_{3-1}^2 = \begin{bmatrix} 0,3905 & 0 \\ 0 & 0,1825 \end{bmatrix} kg \quad (5.3)$$

$$\mathbf{M}_{3-1-6}^2 = \begin{bmatrix} 0,3905 & 0 & 0 \\ 0 & 0,3905 & 0 \\ 0 & 0 & 0,1824 \end{bmatrix} kg \quad (5.4)$$

Tabela 5.4 – Massas adicionais das peças utilizadas na união dos módulos.

Peças	Massa [kg]
Parafuso	0,0087
Porca	0,0031
Arruela	0,0010

Para o cálculo das matrizes de rigidez dos modelos considerou-se que a rigidez do elemento é dada pelos pilares, neste caso, pelas chapas de aço inox ($E = 210$ GPa). Considerou-se os pórticos como sendo engastados na base. De tal modo, a matriz de rigidez dos pórticos planos se obtém através da Equação (5.5). Finalmente, nas Equações (5.6) a (5.8) mostram-se as matrizes de rigidez resultantes dos pórticos planos utilizados neste trabalho. Nessas equações, os subíndices representam os números dos módulos que compõe os pórticos e que foram mostrados na Figura 5.3.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & & & \\ & -k_3 & \ddots & & & \\ & & & -k_{n-1} & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ & & & & -k_n & k_n \end{bmatrix}, k_{i=1,\dots,n} = \frac{24EI_i}{L_i^3} \quad (5.5)$$

$$\mathbf{K}_{5-4}^1 = \begin{bmatrix} 9,7602 & -4,8773 \\ -4,8773 & 4,8773 \end{bmatrix} \times 10^3 \text{ N/m} \quad (5.6)$$

$$\mathbf{K}_{5-4-2}^1 = \begin{bmatrix} 9,4143 & -4,5313 & 0 \\ -4,5313 & 9,4143 & -4,8830 \\ 0 & -4,8830 & 4,8830 \end{bmatrix} \times 10^3 \text{ N/m} \quad (5.7)$$

$$\mathbf{K}_{3-1}^2 = \begin{bmatrix} 9,7859 & -4,9093 \\ -4,9093 & 4,9093 \end{bmatrix} \times 10^3 \text{ N/m} \quad (5.8)$$

$$\mathbf{K}_{3-1-6}^2 = \begin{bmatrix} 9,4347 & -4,5572 & 0 \\ -4,5572 & 9,4426 & -4,8854 \\ 0 & -4,8854 & 4,8854 \end{bmatrix} \times 10^3 \text{ N/m} \quad (5.9)$$

As matrizes de amortecimento podem ser construídas a partir de dados obtidos da análise modal experimental, ou seja, a partir de uma frequência natural ω_i e do seu correspondente amortecimento modal ξ_i do i -ésimo modo. Neste trabalho, utilizou-se o método de Caughey ou Rayleigh estendido (Clough e Penzien, 2003) para o cálculo da matriz de amortecimento, Equação (5.10):

$$\mathbf{C} = \mathbf{M} \sum_{i=0}^{N-1} \alpha_i (\mathbf{M}^{-1} \mathbf{K})^i \quad (5.10)$$

onde N é número de graus de liberdade do sistema; \mathbf{M} e \mathbf{K} as matrizes de massa e rigidez, respectivamente; α_i constantes reais e positivas as quais se calculam mediante a seguinte equação:

$$\xi_n = \frac{1}{2} \sum_{i=0}^{j-1} \alpha_i (\omega_n)^{2i-1} \quad (5.11)$$

onde ω_n e ζ_n e são as frequências naturais e os fatores de amortecimento para os n modos do sistema. Deste modo, a equação anterior se torna um conjunto de equações, uma para cada ζ_n e ω_n , sendo α_i a constante a calcular.

Segundo Franceschini e Gomes (2010), sistemas compostos de materiais metálicos possuem fatores de amortecimento muito pequenos ($\xi \leq 0,1$) quando não há dispositivos especiais, tipo amortecedores, projetados para aumentar esse valor. Este parâmetro é obtido usualmente através de procedimentos experimentais. Deste modo, as matrizes de amortecimento das estruturas mostradas na Figura 5.2 foram calculadas utilizando os fatores de amortecimento (ζ) obtidos no ARTeMIS Modal.

5.1.2.1 *Análise modal numérica*

Para o cálculo das propriedades dinâmicas, tais como frequências e modos de vibração, obtém-se a partir da solução do problema de autovalor:

$$\mathbf{K}\Phi - (\mathbf{M}\Phi)\Lambda = \mathbf{0} \quad (5.12)$$

onde \mathbf{K} e \mathbf{M} são as matrizes de massa do pórtico, respectivamente, Φ é a matriz cujas colunas representam os modos de vibração e Λ é uma matriz diagonal que contém os valores das frequências de vibração da estrutura. As frequências obtidas para cada módulo e para as combinações mostradas na Figura 5.3 se listam nas Tabelas 5.5 e 5.6. Já os modos de vibração se observam nas Figuras 5.5 e 5.6.

Tabela 5.5 – Frequências naturais de vibração numéricas de cada módulo.

Módulo	Frequência Numérica [Hz]
1	27,11
2	27,06
3	27,01
4	27,02
5	26,99
6	27,03

Tabela 5.6 – Frequências naturais de vibração numéricas para as combinações dos módulos.

Combinação	Modo	Frequência Numérica [Hz]
5 – 2	1	13,84
	2	33,42
3 – 1	1	13,85
	2	33,53
5 – 2 – 4	1	9,19
	2	25,08
	3	34,40
3 – 1 – 6	1	9,20
	2	25,12
	3	34,45

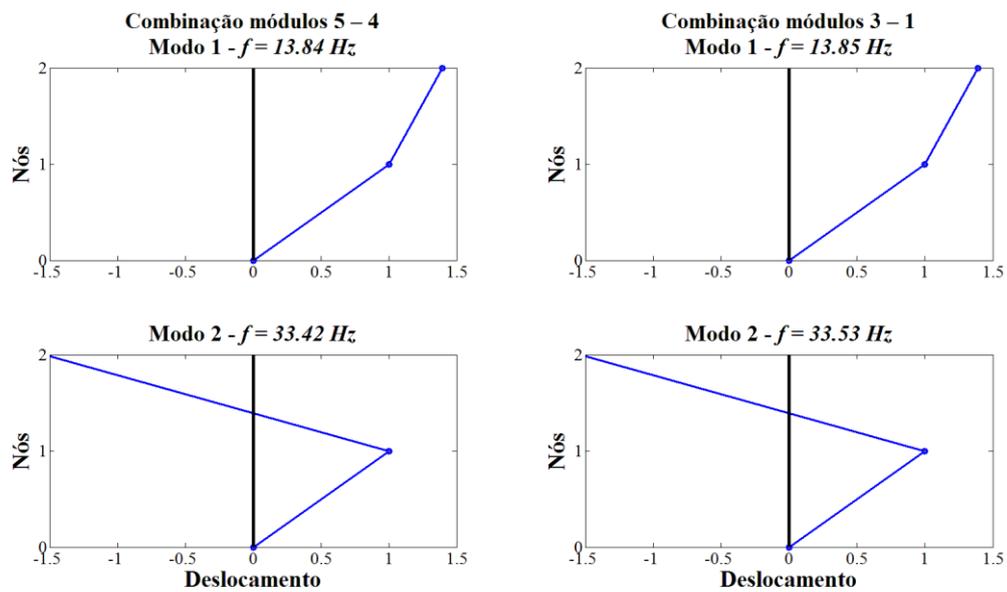


Figura 5.5 – Modos de vibração numéricos dos pórticos planos de dois pavimentos.

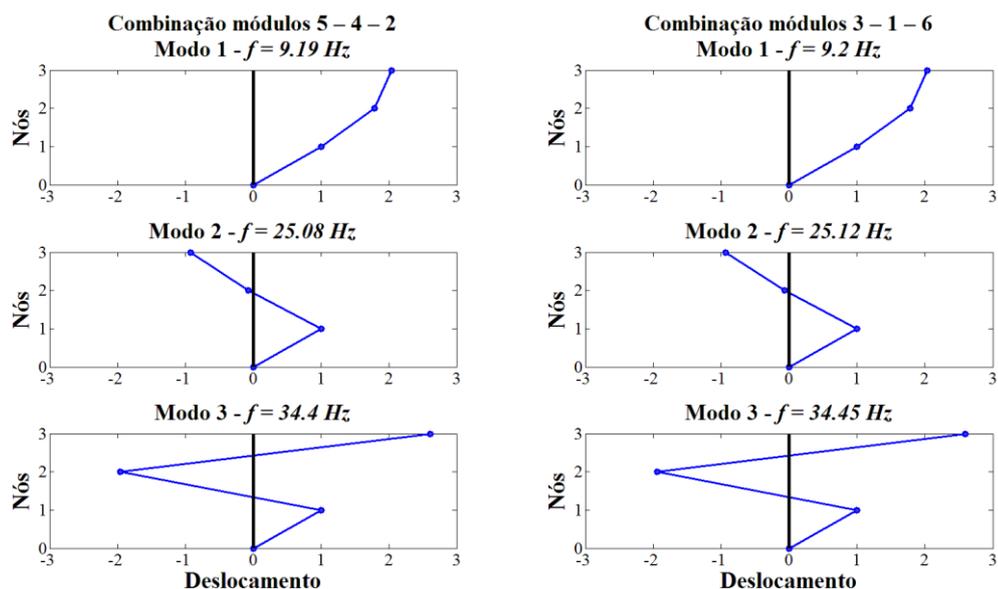


Figura 5.6 – Modos de vibração numéricos dos pórticos planos de três pavimentos.

Os resultados acima serão comparados com os obtidos experimentalmente com o intuito de verificar se é necessária ou não a atualização dos modelos numéricos.

5.1.3 Mesa vibratória

Para simular o movimento na base dos modelos em escala reduzida, foi projetada e construída a mesa vibratória unidirecional mostrada na Figura 5.7 no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília segundo as condições de segurança e de estados limites últimos das normas NBR 7190:1997 e NBR 8800:2008 e utilizando o software SAP2000.

Essa mesa vibratória consiste de uma chapa de madeira de eucalipto citriodora de 2,2 cm de espessura que se apoia num quadro de alumínio de seção retangular vazada, sendo esse conjunto chamado de plataforma principal. É preciso considerar também que, na chapa de madeira, foi colocada uma chapa de aço de 0,4 cm de espessura para fixação dos pórticos planos.

Nessa plataforma principal foram instalados quatro rolamentos ou buchas de esferas, as quais trabalham em conjunto com dois eixos lineares retificados de aço de 16 mm de diâmetro e se encarregam de dar avanço e retorno linear ao sistema. Esses eixos foram apoiados em quatro mancais de aço inox e que a sua vez se apoiam em uma outra chapa de madeira de

2,2 cm de espessura. Um outro ponto a evidenciar é que a mesa vibratória se apoiou em 4 blocos de concreto armado de 75x75 cm.

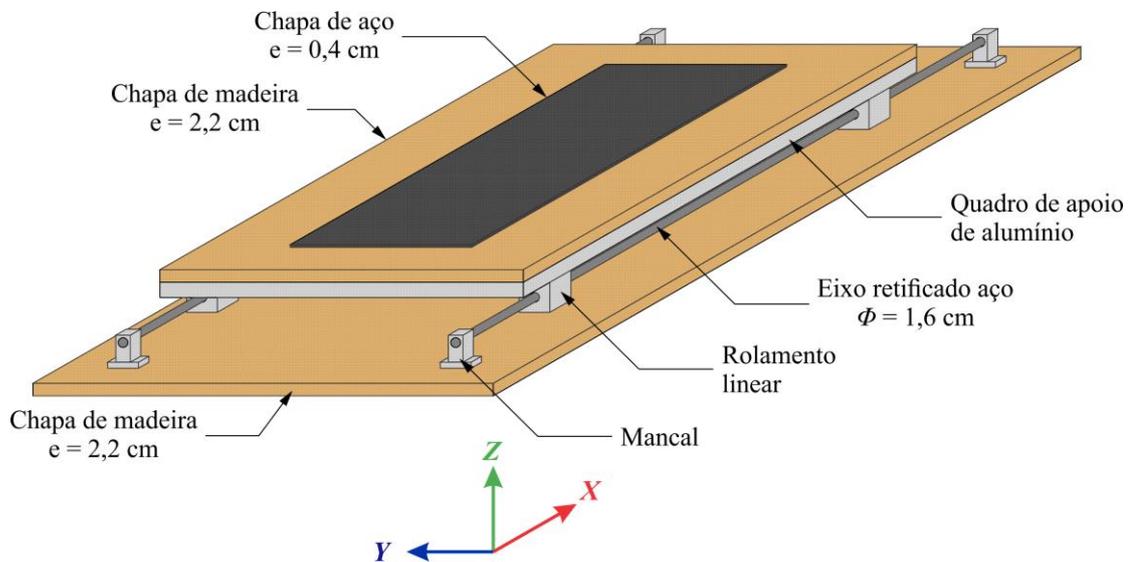


Figura 5.7 – Desenho espacial da mesa vibratória.

O movimento de oscilação da mesa é gerado por um sistema de biela – manivela, o qual pode transformar o movimento circular em um movimento de translação. A manivela descreve o movimento plano de rotação, a biela empurra a plataforma principal a qual, por meio dos quatro rolamentos lineares localizados nos cantos da mesma, apresenta movimento de translação retilínea na direção ortogonal X (figura 5.7). O movimento de rotação da manivela é promovido por um motor cuja velocidade angular de rotação ω é controlada por um inversor de frequências. Nas Figuras 5.8 a 5.10 ilustram-se os detalhes construtivos da mesa.

O motor utilizado na construção da mesa foi um motor Voges trifásico Linha VTop de 2,0 CV, de quatro polos e com frequência de rotação de 0 a 60 Hz. O inversor de frequência controla a velocidade de rotação do motor por meio de um potenciômetro M22 Eaton fornecido pela mesma. Esses equipamentos são mostrados na Figura 5.11. Já a mesa vibratória pode ser visualizada na Figura 5.12.



(a) Motor – Biela – Manivela



(b) Inversor de frequências e potenciômetro

Figura 5.11 – Componentes eletrônicos da mesa vibratória.

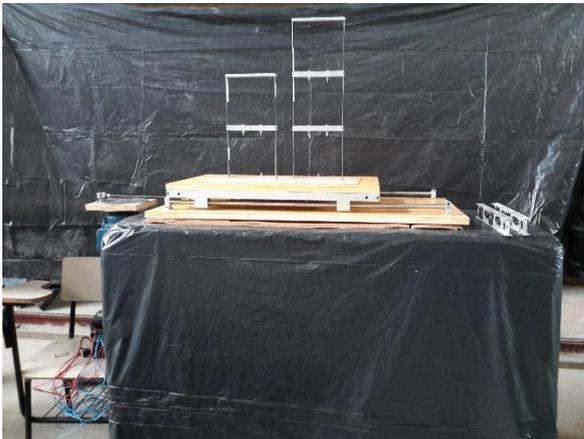


Figura 5.12 – Mesa vibratória construída.

5.1.4 Dispositivo de controle passivo – Amortecedor viscofluido

Como elemento de conexão foi utilizado um amortecedor passivo do tipo viscofluido como o mostrado na Figura 5.13 instalado no último pavimento da estrutura menor. Neste tipo

de amortecedores, a dissipação de energia acontece devido à dificuldade do pistão em atravessar o fluido gerado pelo fluido viscoso, definido como atrito viscoso. O pistão restringe o fluxo de óleo através de orifícios quando o mesmo se desloca, havendo uma dissipação de energia mecânica sob forma de calor. Nas modelagens numéricas desconsidera-se massa e rigidez do amortecedor.

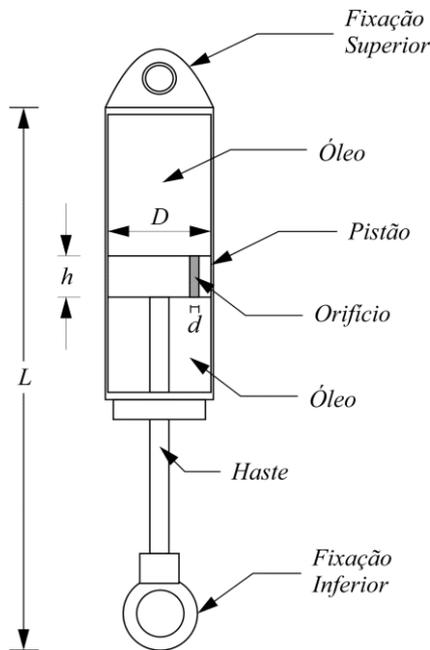


Figura 5.13 – Componentes de um amortecedor viscofluido.

A medida que o pistão se movimentava dentro do corpo do amortecedor, o fluido viscoso exerce uma força resistiva proporcional à velocidade. A modelagem matemática mais simples da força de amortecimento, adotada neste trabalho é dada por:

$$F_d = c^3 \dot{x} \quad (5.13)$$

onde F_d é a resistência viscosa ou força do amortecedor, c^3 é o coeficiente de amortecimento viscoso do elemento de conexão e \dot{x} é a velocidade relativa. Para o cálculo do coeficiente c^3 , utiliza-se geralmente a Equação (5.14) (Rao, 2010):

$$c^3 = \mu \frac{3\pi D^3 h}{d^3} \left(1 + \frac{2d}{D} \right) \quad (5.14)$$

onde μ é a viscosidade dinâmica do fluido, D é o diâmetro do pistão, d é o diâmetro do orifício e h é a largura do pistão (ver Figura 5.13).

O amortecedor utilizado neste trabalho apresenta-se na Figura 5.14. Esse dispositivo tem um comprimento $L = 20$ cm, o pistão tem um diâmetro $D = 10$ mm, um orifício com diâmetro $d = 1$ mm e uma largura $h = 3$ mm. Os valores de c^3 utilizados serão obtidos em seguida no item 5.4.



Figura 5.14 – Amortecedor viscofluido utilizado nas análises experimentais.

5.2 Identificação modal dos pórticos planos

Para o cálculo das propriedades dinâmicas experimentais dos módulos foram feitos dez ensaios para cada um deles, assim como para suas respectivas combinações que formam os pórticos ensaiados e ilustrados na Figura 5.3.

Para a realização desses ensaios, os pórticos planos foram fixados em uma base composta por um bloco de concreto de aproximadamente 150 kg por meio de parafusos. O primeiro passo foi a instalação dos acelerômetros PCB Piezotronics de modelo 353B01 no arranjo estrutural escolhido. Esses acelerômetros tem uma massa aproximada de 10 g e sensibilidade de $\pm 5\%$ 20 mV/g (2,04 mV/(m/s²)). A seguir, os acelerômetros foram conectados ao condicionador de sinal de ganho unitário IPC Modelo 482A22 da mesma empresa e que traduz a vibração da estrutura em pulsos elétricos e os envia para o aquisidor de sinais ADS2000, fabricado pela Lynx Tecnologia Eletrônica. Finalmente, os registros de acelerações são monitorados e gravados utilizando o software AqDados 7. Nas Figuras 5.15 e 5.16 se observa essa configuração básica.



Figura 5.15 – Equipamentos utilizados para aquisição e processamento dos sinais derivados dos acelerômetros.



(a) Pórtico plano de um pavimento



(b) Pórtico plano de três pavimentos

Figura 5.16 – Pórticos ensaiados.

O equipamento de aquisição foi configurado para adquirir registros de 1 até 3 canais, em instantes de tempo de 0,005 s resultando em uma frequência de amostragem de 200 Hz. Conseqüentemente, a frequência de Nyquist (ou de corte) foi a metade da frequência de amostragem, neste caso, 100 Hz.

A partir dos registros de aceleração adquiridos no laboratório para cada modelo reduzido, foram identificadas as propriedades dinâmicas da estrutura: frequências naturais, modos de vibração e os fatores de amortecimento. Essa identificação foi feita no software ARTEMIS Modal utilizando o método de decomposição no domínio da frequência (FDD).

A correlação entre as frequências naturais numéricas e experimentais foi calculada utilizando a variação da frequência FER, definida como:

$$FER = \left| \frac{\lambda_h - \lambda_g}{\lambda_g} \right| \quad (5.15)$$

onde λ_h representa a frequência natural numérica do modo h e λ_g indica a frequência experimental do modo g . A concordância entre os modos de vibração numéricos e experimentais se obtém por meio do índice modal MAC (*Modal Assurance Criterion*), o qual é definido como:

$$MAC(g, h) = \frac{|\phi_g^T \phi_h|^2}{(\phi_h^T \phi_h)(\phi_g^T \phi_g)} \quad (5.16)$$

onde ϕ_g representa os conjuntos de modos de vibração g experimentais e ϕ_h indica os modos de vibração h teóricos. . O resultado é uma matriz de valores que variam entre 0 e 1. A diagonal dessa matriz indica a concordância entre modos correspondentes. Dessa forma, um valor unitário significa que os modos são coincidentes e o valor 0 indica que um modo é completamente independente do outro. Segundo Braun *et al.* (2002), valores acima de 0,9 indicam uma correspondência consistente entre as formas modais.

5.2.1 Módulos de 1 pavimento

Como já mencionado, foram feitos dez ensaios para cada módulo. Para cada ensaio foi calculado o respectivo espectro de frequência e, a seguir, calculou-se uma média desses espectros com o intuito de diminuir o ruído presente nos sinais. Esses espectros médios são apresentados na Figura 5.17. Já na Tabela 5.7 listam-se as frequências experimentais obtidas a partir dos gráficos de espectro, assim como as frequências numéricas, os índices FER e MAC e o fator de amortecimento ξ para cada módulo.

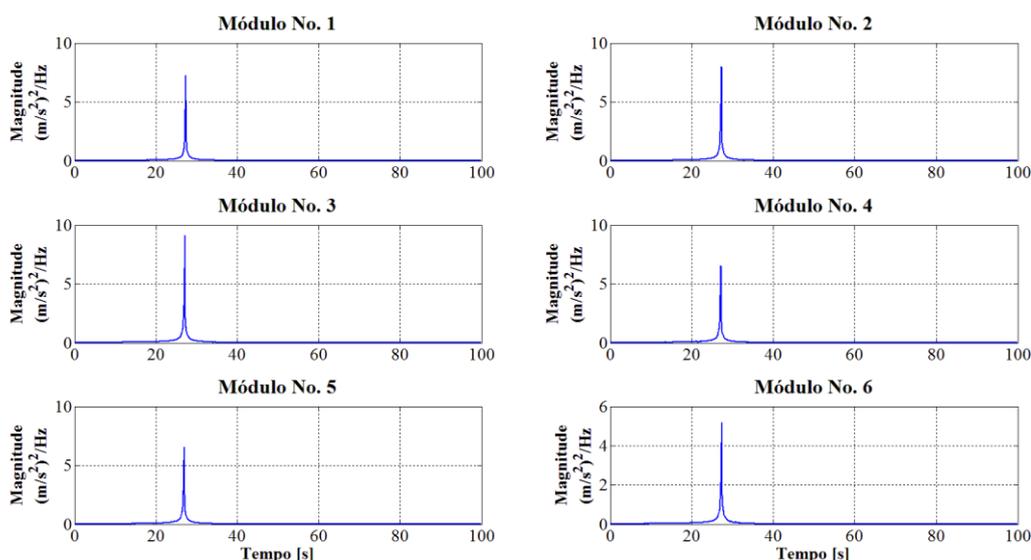


Figura 5.17 – Média dos espectros de frequência dos ensaios realizados nos pórticos planos.

Tabela 5.7 – Médias dos valores das frequências naturais de vibração experimentais e fatores de amortecimento dos seis módulos, assim como os índices FER.

Módulo	ξ [%]	Frequência Experimental [Hz]	Frequência Numérica [Hz]	FER [%]
1	0,20	27,34	27,11	0,84
2	0,21	27,17	27,06	0,41
3	0,21	27,12	27,01	0,39
4	0,20	27,31	27,02	1,06
5	0,21	26,97	26,99	0,08
6	0,21	27,38	27,03	1,25

Percebe-se dos resultados anteriores que o índice FER para todos os seis módulos foi menor que 1,2%, sendo considerada uma diferença aceitável, por conseguinte, não foram atualizados os modelos numéricos. Do mesmo modo, nota-se que as frequências naturais experimentais ficaram em torno de 27 Hz. É interessante ressaltar ainda que, como era o esperado devido às características físicas dos módulos, todos os ensaios apontaram para um fator de amortecimento muito baixo em todos esses ensaios como se observa na tabela anterior.

5.2.2 Estruturas de dois pavimentos – Combinação dos Módulos 5-4 e 3-1

Nas Figura 5.18 e 5.19 se ilustram a média dos espectros de frequência para os dez ensaios realizados para as combinações dos módulos 5 – 4 e 3 – 1 (Figura 5.3a). Cabe ressaltar

que para o cálculo dos parâmetros modais numéricos foi considerado o modelo do tipo *shear building* ou pórtico plano e, por conseguinte, para cada grau de liberdade associa-se um valor de frequência, mostradas nessa figura.

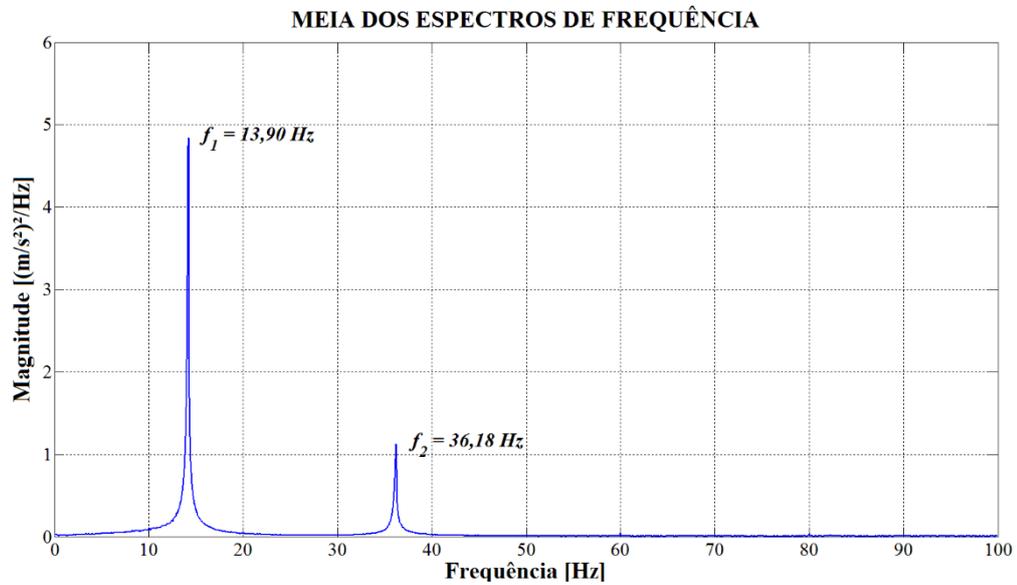


Figura 5.18 – Média dos espectros de frequência – combinação dos módulos 5 e 4.

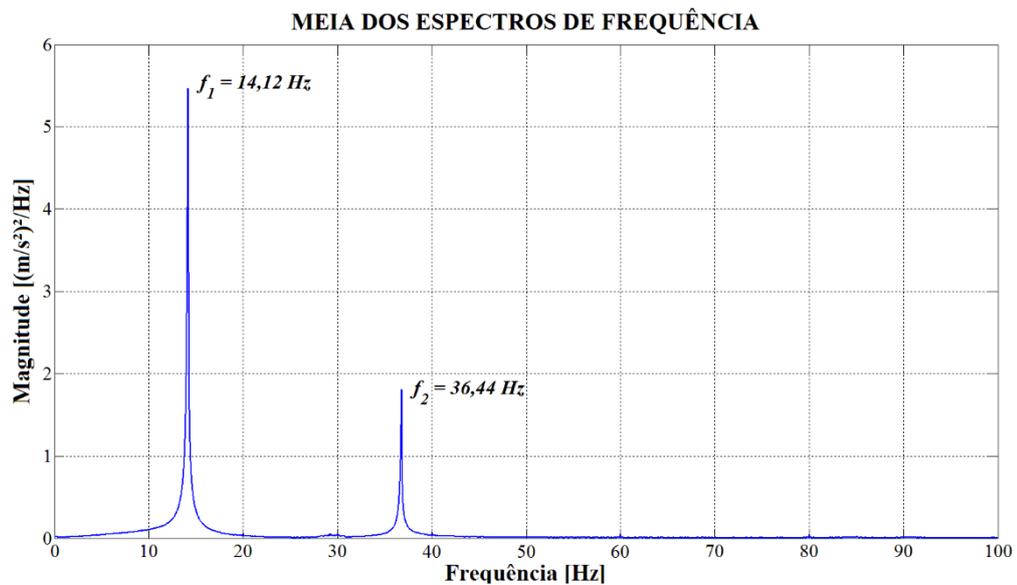


Figura 5.19 – Média dos espectros de frequência – combinação dos módulos 3 e 1.

As validações dos resultados experimentais se apresentam nas Figuras 5.20 a 5.22. Na Figura 5.20 se mostra a comparação das deformadas dos modos de vibração numéricos e

experimentais dos pórticos planos de dois pavimentos. Do mesmo modo, nas Figuras 5.21a e 5.22a se ilustram as comparações entre as frequências numéricas e experimentais, onde se destacam os erros como desvios de uma linha diagonal. Já as Figuras 5.21b e 5.22b se ilustra a matriz completa de correlação dos índices MAC, sendo a diagonal dessa matriz o emparelhamento do modo numérico i com o experimental i .

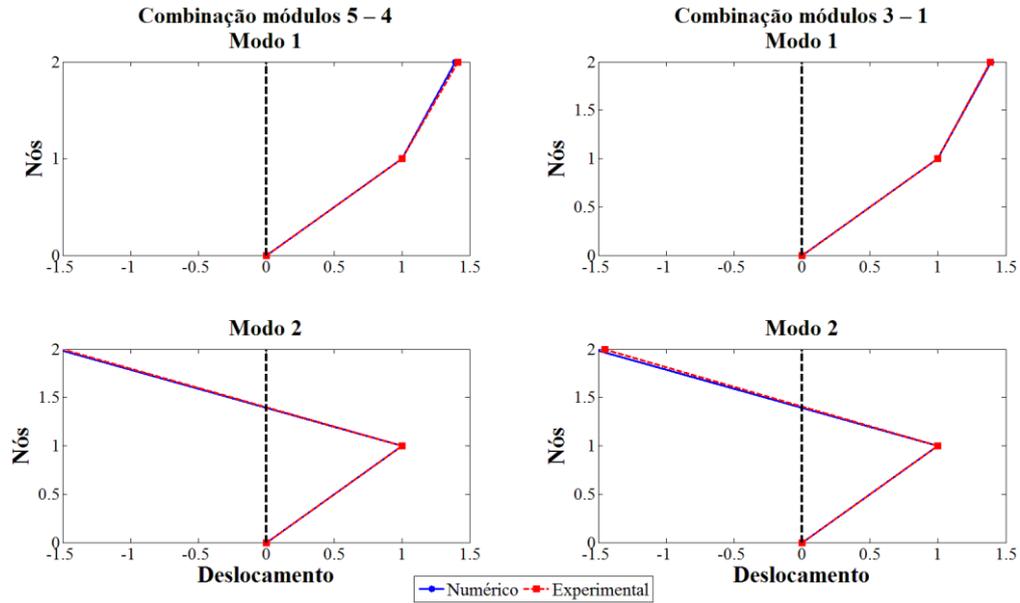


Figura 5.20 – Comparação dos modos de vibração numéricos e experimentais para os pórticos planos experimentais de dois pavimentos.

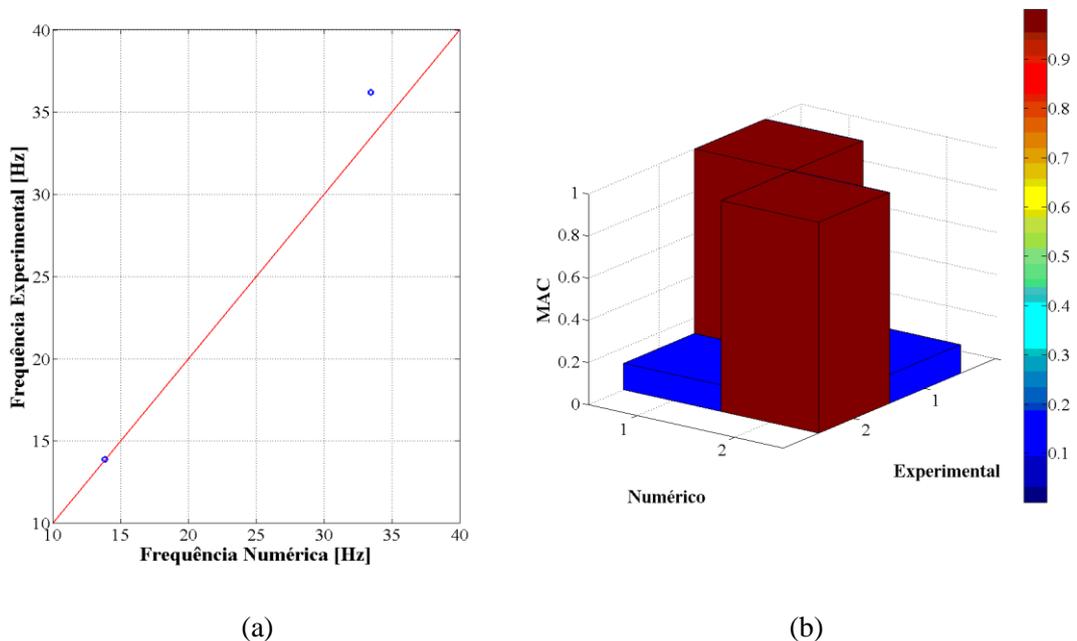


Figura 5.21 – Gráficos combinação módulos 5 e 2: (a) Comparação frequências numéricas e experimentais; (b) Matriz de correlação MAC.

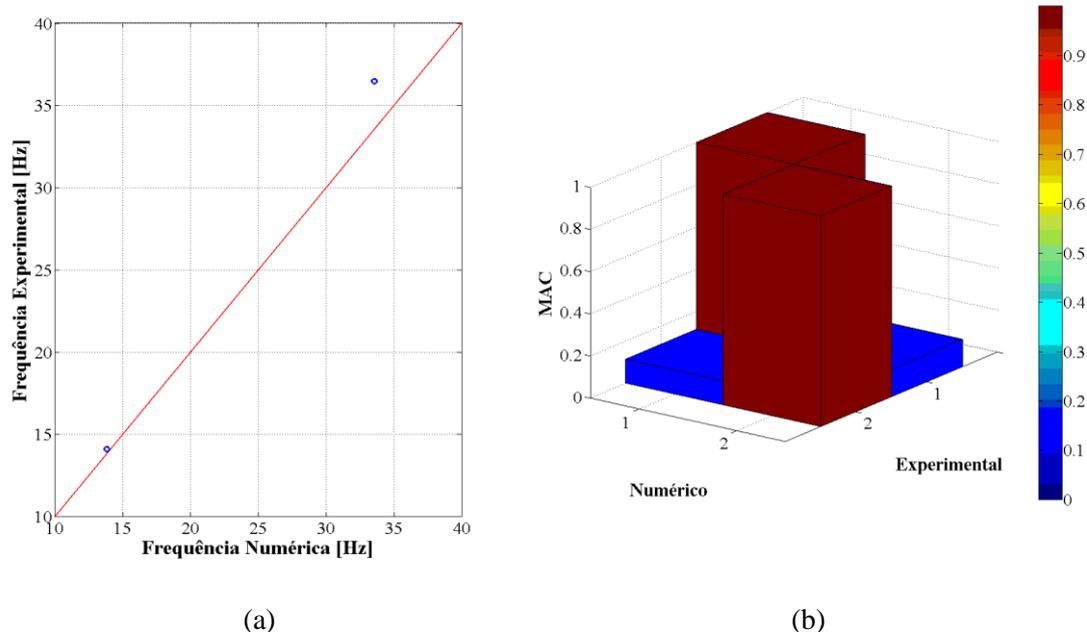


Figura 5.22 – Gráficos combinação módulos 3 e 1: (a) Comparação frequências numéricas e experimentais; (b) Matriz de correlação MAC.

De igual maneira, nas Tabela 5.8 e 5.9 apresentam-se as porcentagem de variação de frequência FER, assim como a razão de amortecimento para cada modo de cada combinação.

Tabela 5.8 – Médias dos valores das frequências naturais de vibração experimentais, numéricas e fatores de amortecimento para a combinação dos módulos 5 e 2.

Modo	ξ [%]	Frequência Experimental [Hz]	Frequência Numérica [Hz]	FER [%]
1	0,4	13,90	13,84	0,45
2	0,2	36,18	33,42	7,62

Tabela 5.9 – Médias dos valores das frequências naturais de vibração experimentais, numéricas e fatores de amortecimento para a combinação dos módulos 3 e 1.

Modo	ξ [%]	Frequência Experimental [Hz]	Frequência Numérica [Hz]	FER [%]
1	0,5	14,12	13,85	1,90
2	0,2	36,44	33,53	7,98

Das figuras e tabelas anteriores se percebe que as primeiras frequências em ambas as combinações apresentaram um índice FER menor do que 2,0%. No entanto, houve um valor

pouco elevado para a segunda frequência, com diferenças de mais de 7%. Por outro lado, observa-se que os índices MAC apresentaram valores na diagonal aproximadamente iguais a 1, o que indica uma boa correspondência entre as formas modais, tal como pode ser visto nas Figuras 5.21 e 5.22. É interessante ressaltar ainda que, como era o esperado, os fatores de amortecimento apresentaram valores muito baixos como se observa nas tabelas anteriores.

Um ponto que cabe ser destacado é que, mesmo sendo pórticos planos com o mesmo número de pavimentos e feitos do mesmo material, não podem ser consideradas estruturas idênticas já que as frequências fundamentais (primeiro modo) são diferentes. Isto é muito comum na realidade devido aos processos construtivos.

Finalmente, é bom salientar que o erro de 2% entre as frequências numéricas e experimentais para o primeiro modo (modo fundamental) é aceitável devido às possíveis diferenças que o modelo *shear building* ou pórtico plano não consegue representar, além dos possíveis erros instrumentais. Deste modo, optou-se pela não atualização dos modelos.

5.2.3 Estruturas de três pavimentos – Combinação dos Módulos 5-4-2 e 3-1-6

Nas Figuras 5.23 e 5.24 apresentam-se a média dos espectros de frequência dos dez ensaios realizados para a combinação dos módulos 5-4-2 e 3-1-6 (Figura 5.3b).

Da mesma maneira que o caso anterior, as validações dos resultados experimentais se apresentam nas Figuras 5.25 a 5.27. Na Figura 5.25 se mostra a comparação das deformadas dos modos de vibração numéricos e experimentais dos pórticos planos de dois pavimentos. Já nas Figuras 5.26 e 5.27 apresentam-se os comparativos entre as frequências experimentais e numéricas, além da correlação dos índices MAC. Já nas Tabelas 5.10 e 5.11 podem ser verificadas as correlações calculadas da porcentagem de variação de frequência FER e do índice de confiança modal MAC, assim como a razão de amortecimento para cada modo.

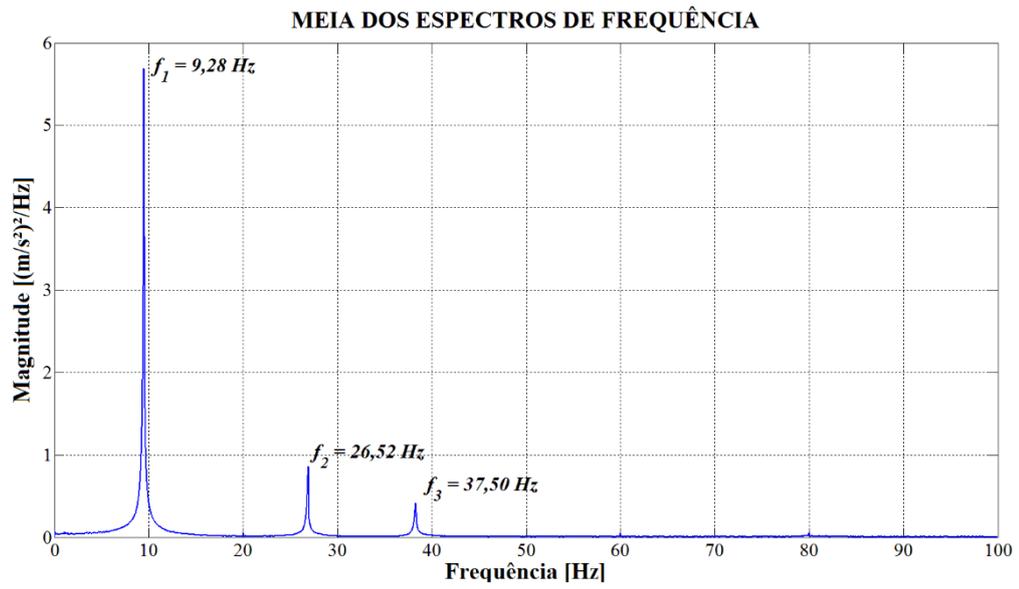


Figura 5.23 – Média dos espectros de frequência – combinação módulos 5 – 4 – 2.

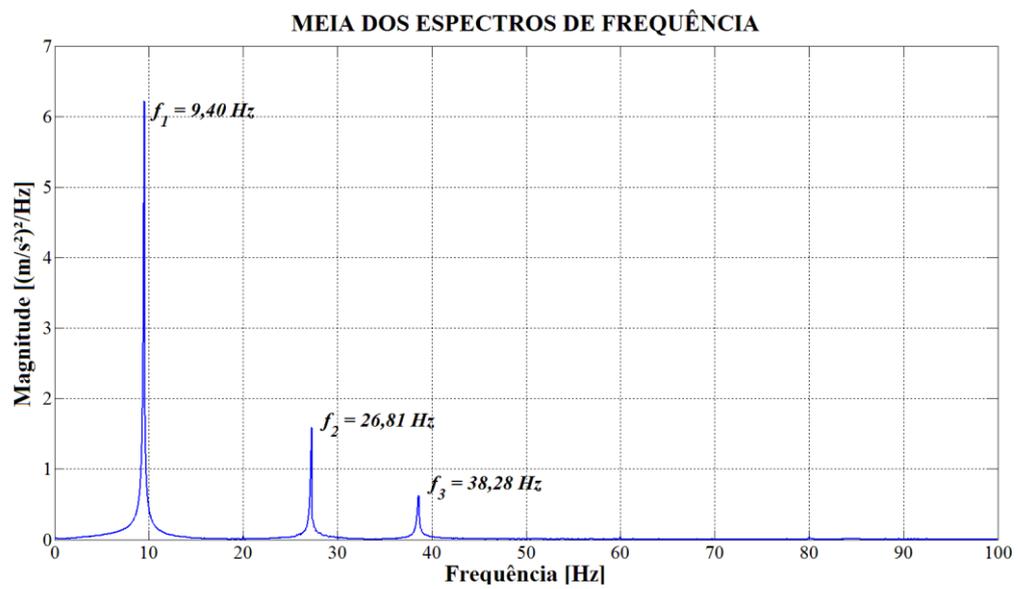


Figura 5.24 – Média dos espectros de frequência – combinação módulos 3 – 1 – 6.

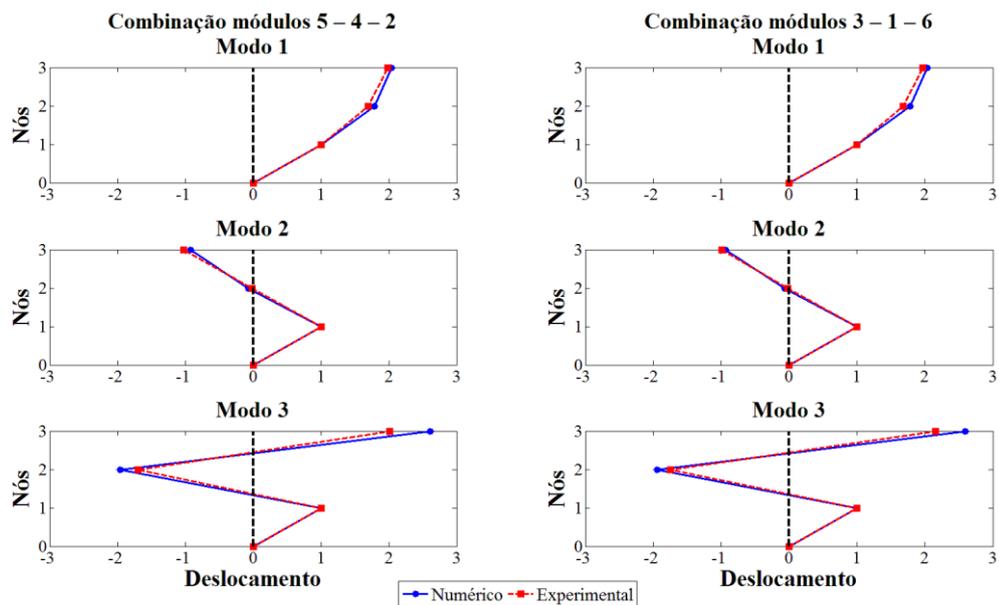
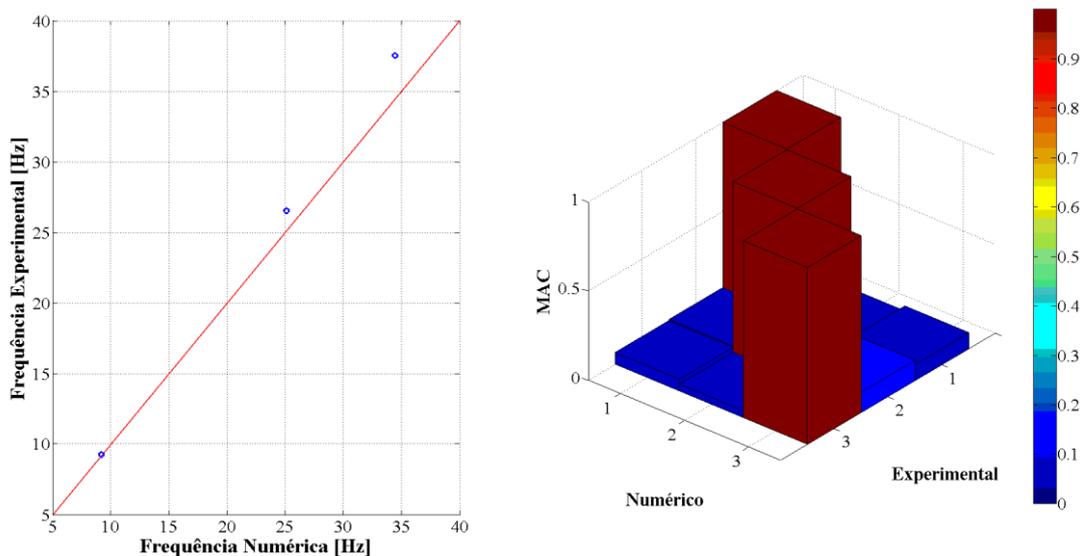


Figura 5.25 – Comparação dos modos de vibração numéricos e experimentais para os pórticos planos experimentais de três pavimentos.



(a)

(b)

Figura 5.26 – Gráficos combinação módulos 5 – 4 – 2: (a) Comparação frequências numéricas e experimentais; (b) Matriz de correlação MAC.

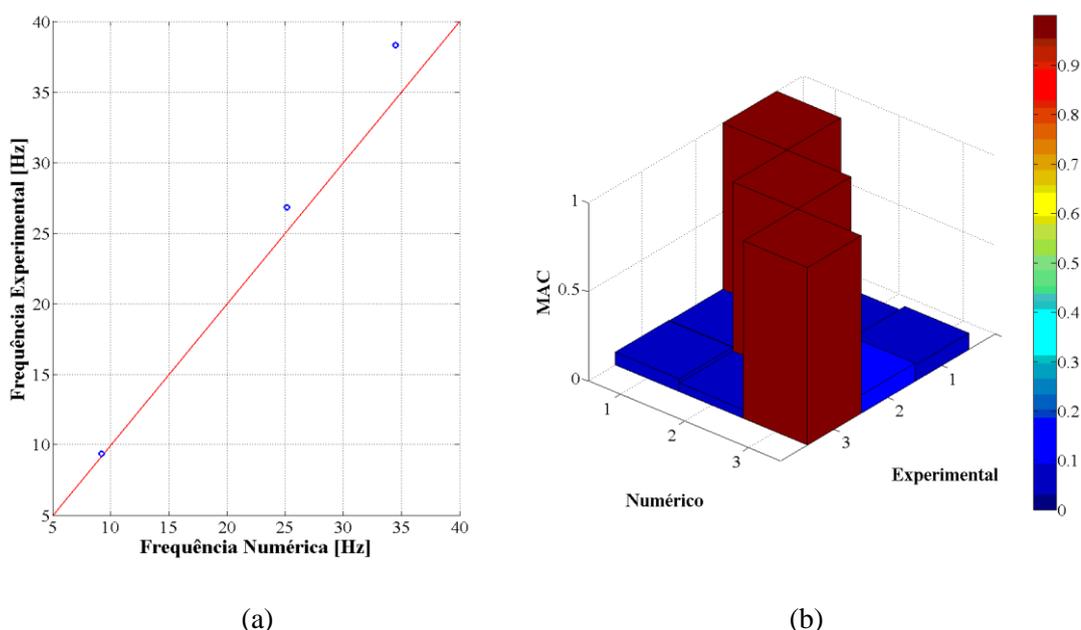


Figura 5.27 – Gráficos combinação módulos 3 – 1 – 6: (a) Comparação frequências numéricas e experimentais; (b) Matriz de correlação MAC.

Tabela 5.10 – Médias dos valores das frequências naturais de vibração experimentais, numéricas e fatores de amortecimento para a combinação dos módulos 5-4-2.

Modo	ξ [%]	Frequência Experimental [Hz]	Frequência Numérica [Hz]	FER [%]
1	0,60	9,28	9,19	1,00
2	0,24	26,52	25,08	5,44
3	0,17	37,50	34,40	8,27

Tabela 5.11 – Médias dos valores das frequências naturais de vibração experimentais, numéricas e fatores de amortecimento para a combinação dos módulos 3-1-6.

Modo	ξ [%]	Frequência Experimental [Hz]	Frequência Numérica [Hz]	FER [%]
1	0,63	9,40	9,20	2,00
2	0,27	26,81	25,12	6,31
3	0,19	38,28	34,45	9,98

Percebe-se nos resultados anteriores que para o pórtico com os módulos 5 – 4 – 2 houve erro na primeira frequência (modo fundamental) de 1,0 %. Esse erro aumentou para os outros dois modos, com valores de mais de 5%. Em relação ao pórtico com os módulos 3 – 1 – 6, nota-se que a primeira frequência apresentou um erro de 2%, sendo que o erro aumentou para as outras duas frequências, dando maior do que 6%.

Em relação aos modos de vibração, observa-se nas Figuras 5.26 e 5.27 que os índices MAC se aproximam da unidade, indicando uma boa correspondência entre as três formas modais. É interessante ressaltar ainda que, como era o esperado, todos os ensaios apontaram para um fator de amortecimento muito baixo (Tabelas 5.10 e 5.11).

Do mesmo modo que no caso anterior, considera-se um erro de 2% entre as frequências numéricas e experimentais para o primeiro modo como aceitável. Por conseguinte, optou-se pela não atualização dos modelos.

5.3 Ensaios da mesa vibratória com o motor

Esta seção tem como objetivo verificar que a mesa vibratória da Figura 5.7 apresenta predominantemente movimento retilíneo apenas na direção ortogonal X . Para tal fim, foram feitos diversos ensaios nessa mesa quando excitada pelo motor a diferentes frequências com a máxima amplitude permitida pela manivela (6 cm). É bom salientar que todos os resultados apresentados nesta seção foram similares aos obtidos para amplitudes menores a 6 cm, por conseguinte, decidiu-se apresentar apenas os obtidos para o caso máximo permitido pela manivela.

Foram medidos os registros de acelerações nas duas direções ortogonais X e Y (ver Figuras 5.7 e 5.8) e com o motor funcionando a frequências de 2,0 a 4 Hz, com intervalos de 0,5 Hz. Para cada frequência de excitação se realizaram 10 ensaios com o objetivo de obter a média de todos os valores e diminuir as incertezas na hora da coleta dos dados. A seguir, calcularam-se os espectros de frequências com esses registros de acelerações. Esses resultados visualizam-se nas Figuras 5.28 a 5.32.

Nota-se nessas figuras que os picos de acelerações na direção Y (*linha vermelha* – figuras 5.28(b) a 5.32(b)), direção transversal ao movimento, foram menores que 3% da amplitude dos picos obtidos na direção X (*linha azul*). Do mesmo modo, visualiza-se nas Figuras 5.28(b) a 5.32(b) que as amplitudes dos espectros de frequência na direção Y (*linha vermelha*) foram inferiores a 0,5% em relação aos obtidos na direção X (*linha azul*). Diante desse contexto, pode-se concluir que o movimento na direção Y é insignificante e não interfere nos ensaios feitos na mesa.

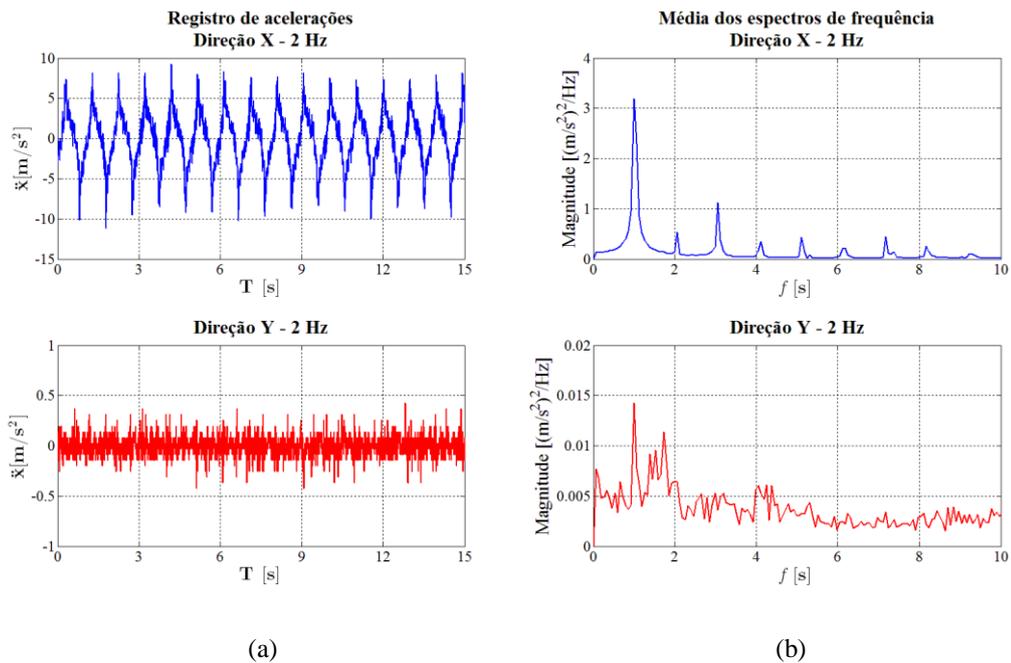


Figura 5.28 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais X e Y e frequência de rotação do Motor de 2,0 Hz.

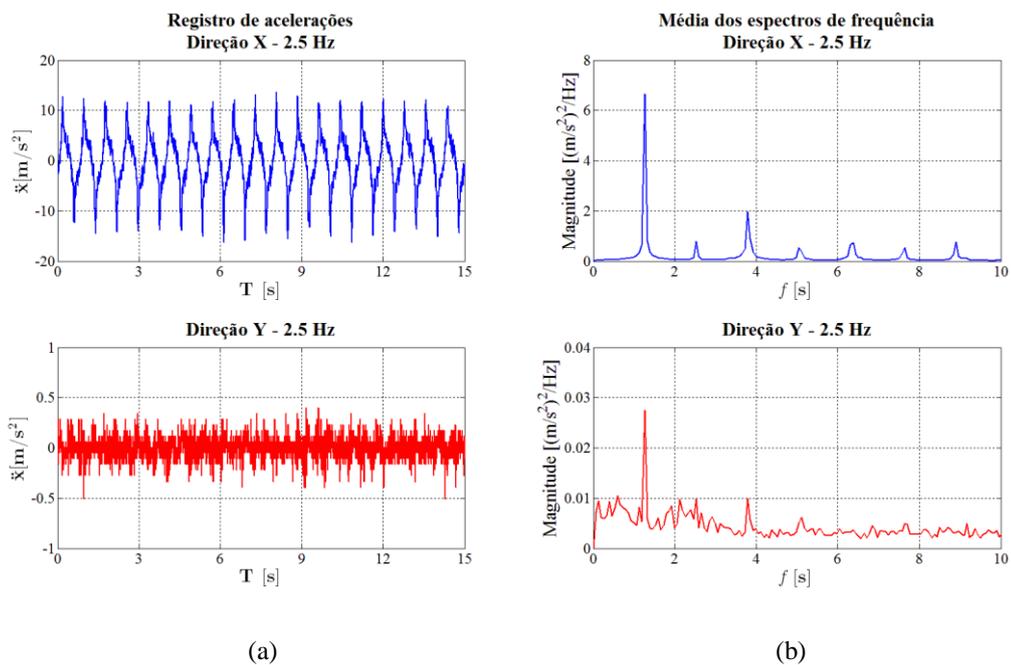


Figura 5.29 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais X e Y e frequência de rotação do Motor de 2,5 Hz.

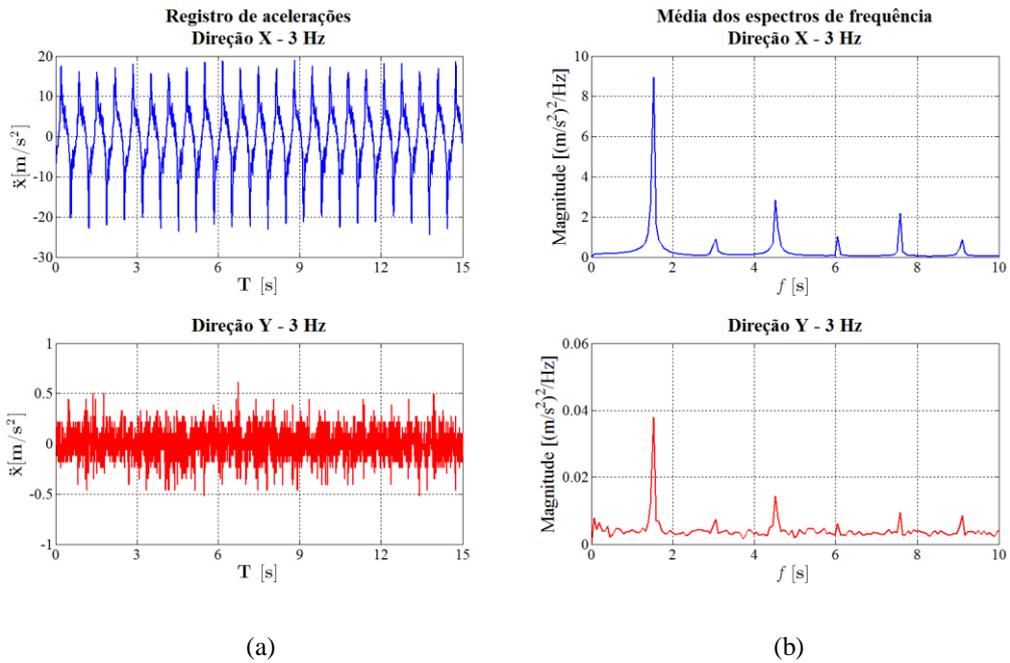


Figura 5.30 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais X e Y e frequência de rotação do Motor de 3,0 Hz.

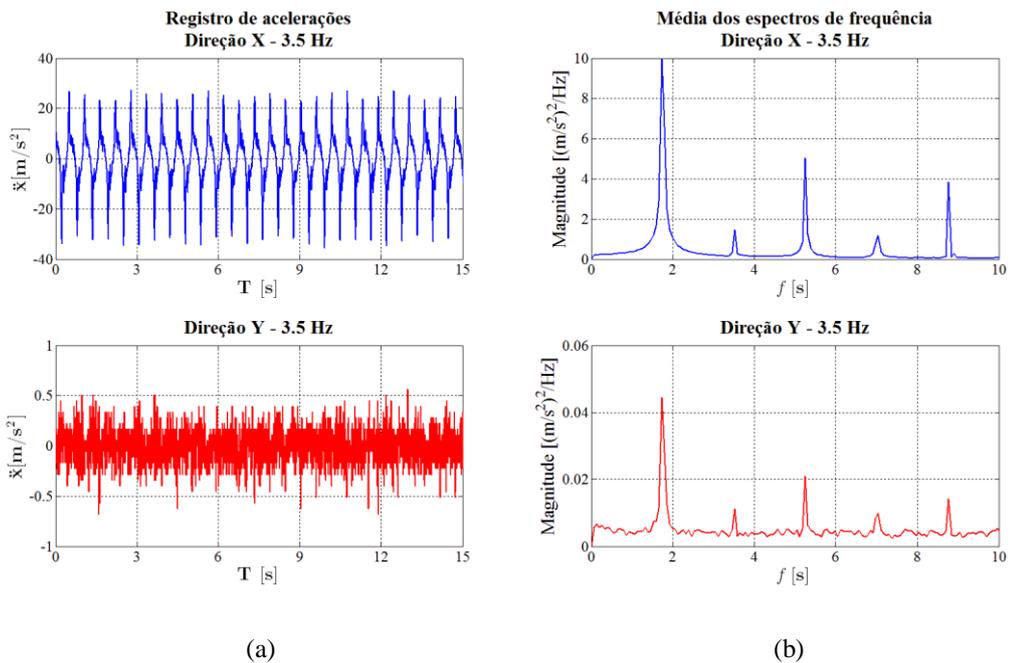
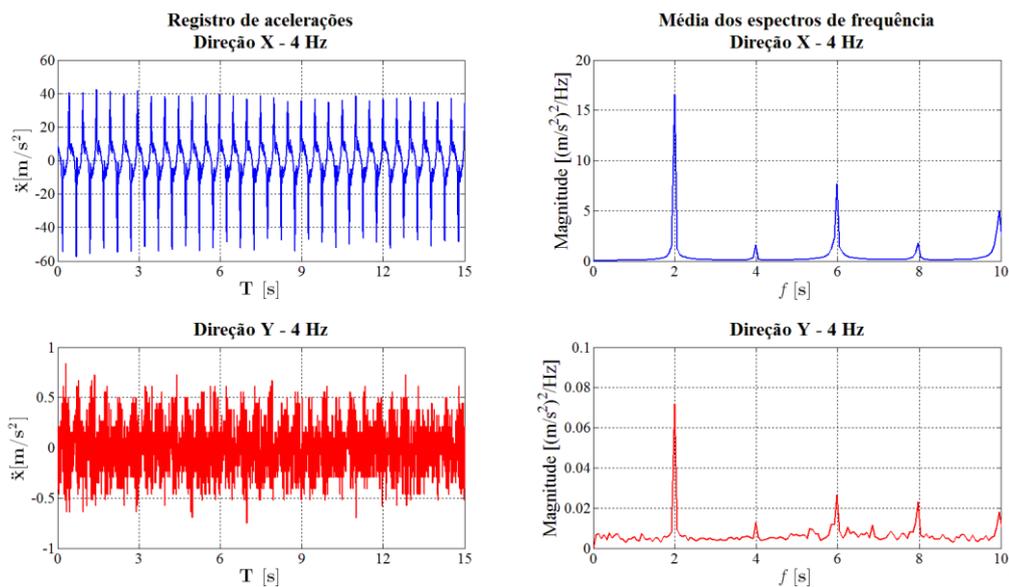


Figura 5.31 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais X e Y e frequência de rotação do Motor de 3,5 Hz.



(a)

(b)

Figura 5.32 – Histórico de acelerações e espectros de frequência da mesa nas duas direções ortogonais X e Y e frequência de rotação do Motor de 4,0 Hz.

Um outro aspecto importante refere-se à frequência do movimento nas duas direções ortogonais da mesa. Por ser um movimento circular uniforme, a frequência de rotação com a qual se movimenta a mesa se divide em partes iguais nas duas direções ortogonais. Esse comportamento foi verificado nos espectros de frequências das figuras anteriores. Deste modo, apresenta-se na Figura 5.33 um gráfico no qual se relaciona a velocidade colocada no motor e a frequência medida na mesa.

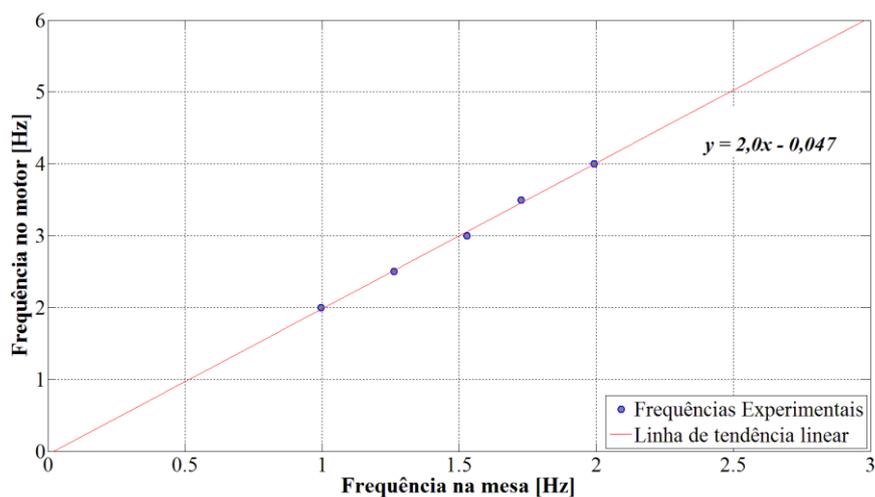


Figura 5.33 – Relação entre a velocidade no motor e a frequência medida na mesa – curva de calibragem.

Verifica-se na figura anterior que as frequências medidas na mesa para as diferentes velocidades de rotação do motor são aproximadamente a metade da frequência colocada no inversor de frequências. Do mesmo modo, com a linha de tendência e a sua respectiva equação, mostrada nessa figura, pode-se perceber que esse comportamento pode ser extrapolado para as demais frequências.

5.4 Cálculo do coeficiente de amortecimento do elemento de conexão

Como foi colocado no item 5.1.3, neste trabalho se assumiu que o elemento de conexão seria um amortecedor viscofluído linear, onde a força de controle se calcula mediante a Equação (5.12). Deste modo, foram definidos dois casos de edificações vizinhas, os quais se ilustram na Figura 5.34 e que serão acoplados e ensaiados. A separação entre as estruturas foi de 15 cm. Já na Figura 5.35, observam-se os modelos discretos utilizados para esses casos experimentais, onde \ddot{x}_g representa o movimento no solo e x_i^j os deslocamentos absolutos das estruturas (onde i indica o número do pavimento e j o número da estrutura).

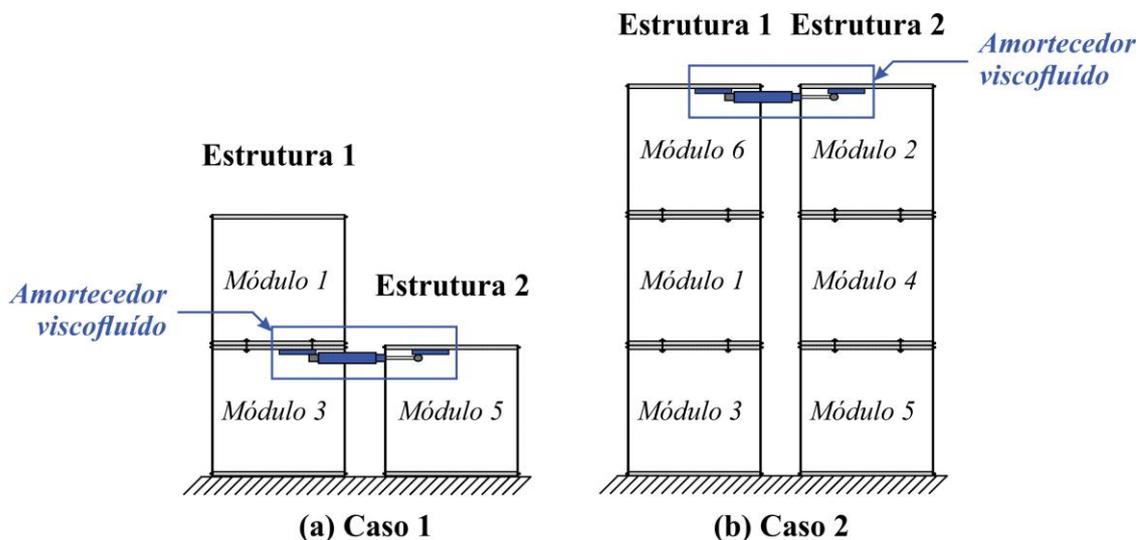


Figura 5.34 – Casos analisados numérica e experimentalmente.

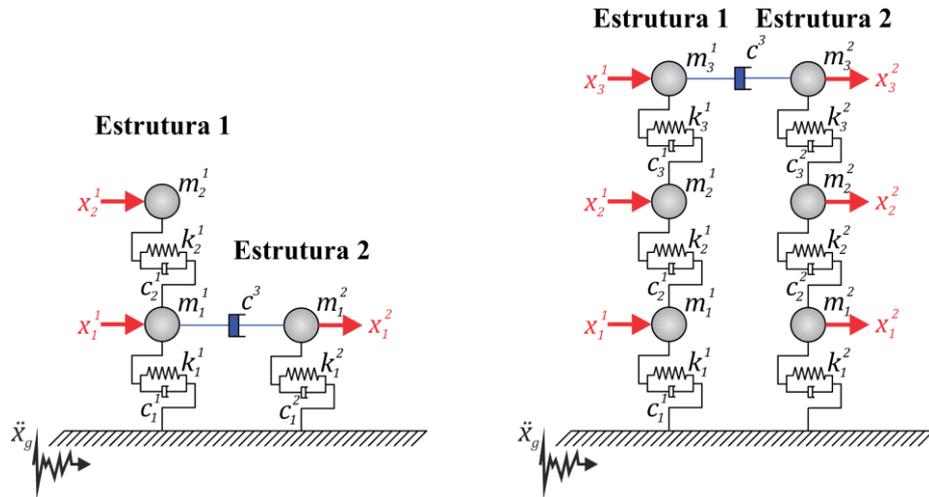


Figura 5.35 – Modelos discretos dos casos experimentais.

Inicialmente, os sistemas mostrados na Figura 5.34 foram fixados na mesa e submetidos a um movimento na base com frequência de oscilação de 3 Hz (no motor – inversor) e amplitude de 4 cm (na manivela). Na base das estruturas foi colocado um acelerômetro com o intuito de mensurar a aceleração de entrada a fim de verificar possíveis diferenças. No entanto, comprovou-se que os movimentos medidos em todos os casos foram iguais e apresentam a forma mostrada na Figura 5.36. Os registros mostrados nessa figura contêm os valores das acelerações com espaços de tempo de 0,05 s.

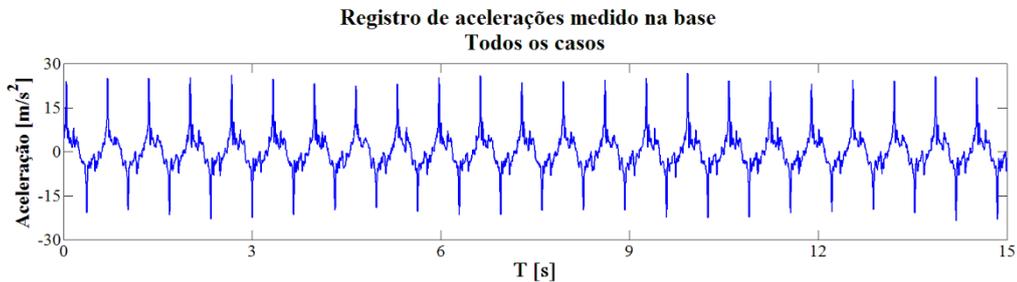


Figura 5.36 – Registros de acelerações medidos na base dos pórticos planos adjacentes experimentais.

A seguir, foi feito um estudo de otimização utilizando o método do enxame de partículas ou PSO para o cálculo do coeficiente de amortecimento c^3 do amortecedor viscofluido do elemento de conexão. Como foi dito, utilizou-se apenas um elemento de conexão o qual foi localizado sempre no topo da estrutura de menor porte. Como função objetivo se usou

a mesma utilizada no capítulo 4 e definidas nas equações (4.1) e (4.2), as quais podem ser visualizadas a seguir.

$$f_{obj} = \begin{cases} \max \left\{ \max \left(\{\Delta\}^1 \right)^2 & \max \left(\{\Delta\}^2 \right)^2 \right\} \\ \sum_{i=1}^{n+m} \left(\{\Delta\}_i^1 \right)^2 + \sum_{i=1}^n \left(\{\Delta\}_i^2 \right)^2 \end{cases} \quad (4.1)$$

$$\begin{cases} \{\Delta\}_1^j = x_i^j \\ \{\Delta\}_i^j = x_i^j - x_{i-1}^j \quad 1 < i \leq n_{pavimentos} \end{cases} \quad (4.2)$$

Essa função consiste em minimizar o quadrado dos máximos deslocamentos relativos entre pavimentos das edificações adjacentes $(\{\Delta\}^j)^2$ e diminuir o valor da soma dos quadrados desses máximos deslocamentos. O PSO resolve várias vezes a equação do movimento dos sistemas acoplados apoiados sobre base fixa (equação (3.1)) a fim de obter os deslocamentos absolutos x_i^j desses sistemas e assim calcular os deslocamentos relativos utilizados na função objetivo. O PSO fornece como resultado final o valor mais econômico e seguro que poderá ser usado como coeficiente de amortecimento do elemento de conexão para cada caso.

Deste modo, na Tabela 5.12 se listam os coeficientes obtidos do PSO, assim como as forças viscosas do amortecedor, cujo valor se calculou usando a Equação (5.13).

Tabela 5.12 – Parâmetros ótimos obtidos no PSO para os casos experimentais.

Caso	c^3 [Ns/m]	F_d [N]
1	9,48	6,33
2	3,16	0,04

Tendo os valores dos coeficientes de amortecimento e as propriedades geométricas do corpo do amortecedor (item 5.1.3), se utiliza a Equação (5.14) para o cálculo da viscosidade dinâmica do fluido μ . Na Tabela 5.13 apresentam-se os resultados obtidos.

Tabela 5.13 – Viscosidades dinâmicas para os diferentes valores de c^3 .

Caso	c^3 [Ns/m]	$D_{\text{pistão}}$ [mm]	$d_{\text{orifício}}$ [mm]	$h_{\text{pistão}}$ [mm]	μ [Pa.s]
1	9,48	10	1	3	0,279
2	3,16				0,093

Neste trabalho, foram utilizados óleos de silicone os quais são empregados na fabricação de amortecedores para automodelismo. Por motivos de disponibilidade no mercado para a compra dos óleos, para o caso 1 e 2 foram utilizados os óleos de silicone 47V350 e 47V200 (QUIMIDROL, 2016). O óleo 47V350 tem uma densidade de $0,97 \text{ g/cm}^3$ e uma viscosidade dinâmica de $\mu = 0,350 \text{ Pa.s}$. Já o 47V200 apresenta uma densidade de $0,9675 \text{ g/cm}^3$ e viscosidade dinâmica de $\mu = 0,200 \text{ Pa.s}$. Deste modo, na Tabela 5.14 apresentam-se as propriedades mecânicas do amortecedor viscofluído utilizado.

Tabela 5.14 – Propriedades mecânicas dos amortecedores viscofluídos utilizados.

Caso	$\mu_{\text{teórico}}$ [Pa.s]	$c^3_{\text{teórico}}$ [Ns/m]	$\mu_{\text{utilizado}}$ [Pa.s]	$c^3_{\text{utilizado}}$ [Ns/m]
1	0,279	9,48	0,350	11,519
2	0,093	3,16	0,200	6,565

5.5 Respostas dinâmicas dos pórticos planos experimentais

Esta seção tem como objetivo apresentar o comparativo entre as respostas experimentais dos pórticos planos mostrados na Figura 5.34, sem e com acoplamento, quando submetidos ao movimento na base mostrado na Figura 5.36. Para cada caso foram feitos dez testes, sendo 5 para o sistema não acoplado e 5 para o sistema acoplado, isto com a finalidade de calcular uma média das respostas e diminuir a tendência de erro.

Inicialmente, os pórticos planos desacoplados foram fixados na mesa vibratória e foram submetidos a um movimento na base. Em seguida, acoplaram-se os modelos utilizando o amortecedor viscofluído projetado e construído previamente, localizado no último pavimento da estrutura menor. Em ambos os casos foram obtidos os registros de acelerações e calcularam-se os espectros de frequência das estruturas.

Com o registro de acelerações foi possível calcular as respostas *rms* (*root mean square*) dos dois casos sem e com acoplamento que, ao serem comparadas, se obtém um indicio

da efetividade da técnica do acoplamento na diminuição das respostas dinâmicas (Christenson, 2001).

5.5.1 Caso 1

Este caso representa a situação de dois prédios vizinhos de 2 e 1 pavimento respectivamente (Figura 5.37). Foi utilizado o amortecedor com óleo de silicone 47V350 com viscosidade dinâmica $\mu = 0,350$ Pa.s. Neste caso, foram colocados três acelerômetros: dois na estrutura 1 (primeiro andar e topo) e um na estrutura 2 (topo).

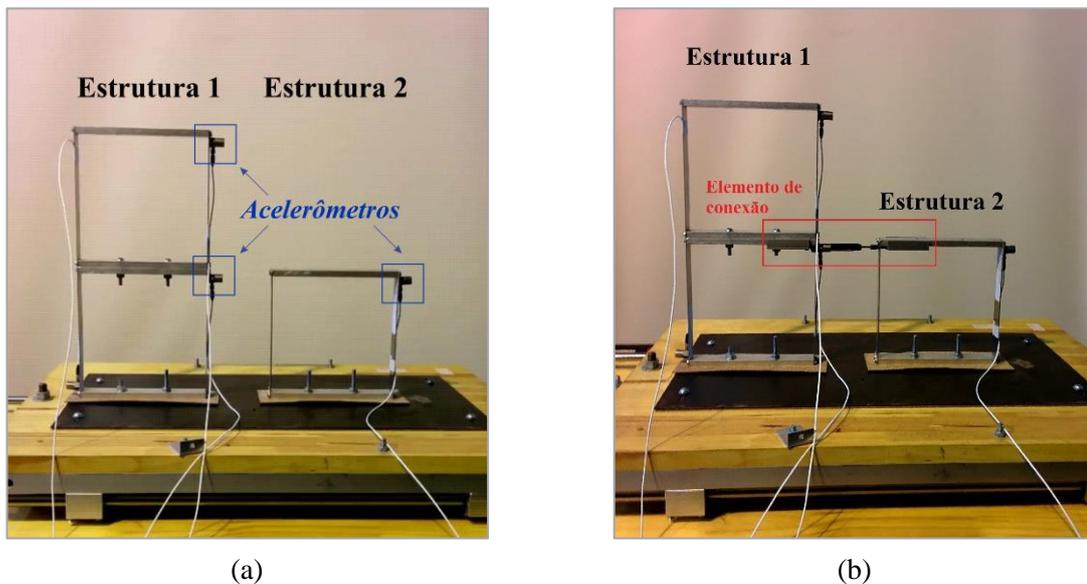


Figura 5.37 – Caso 1: (a) desacoplado; (b) acoplado.

As comparações dos registros de acelerações e dos espectros de frequência do sistema ensaiado, assim como das máximas respostas *rms* em termos de aceleração, se ilustram nas Figuras 5.38 e 5.39 e na Tabela 5.15. Cabe ressaltar que os registros de acelerações mostrado nessa figura corresponde aos obtidos para um dos cinco ensaios realizados. Já os espectros de frequência e resultados listados na tabela mostram à média dos dados coletados de todos os ensaios.

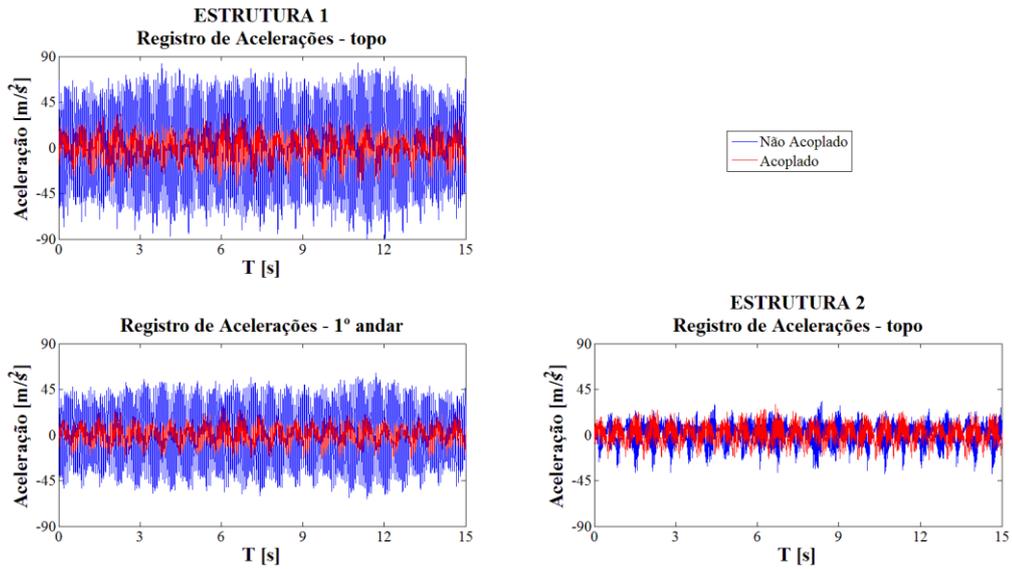


Figura 5.38 – Comparação dos registros de acelerações do primeiro ensaio do Caso 1.

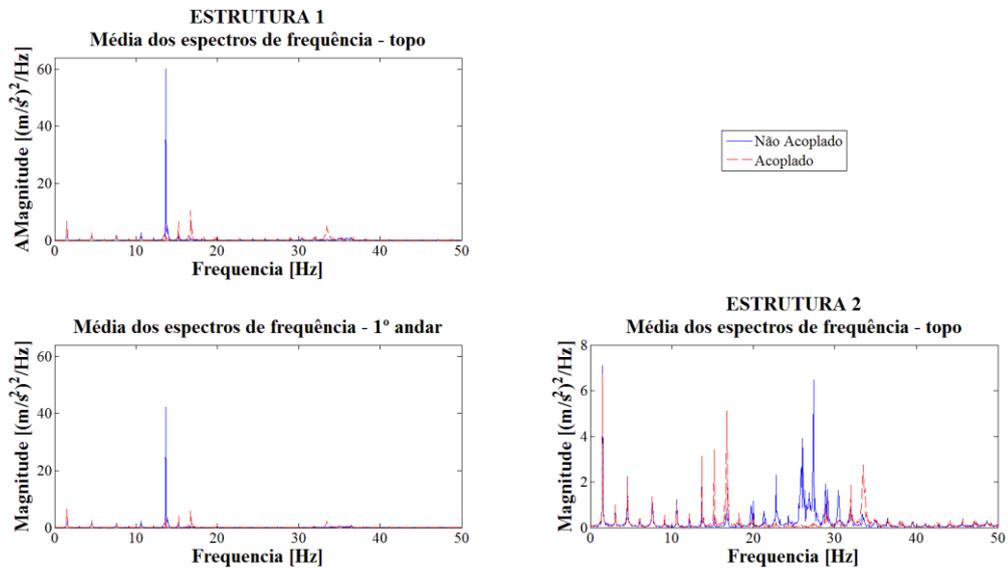


Figura 5.39 – Comparativo da média dos espectros de frequência dos ensaios realizados para o Caso 1.

Tabela 5.15 – Meia das respostas *rms* experimentais em termos de aceleração – Caso 1.

Configuração de acoplamento	Estrutura 1 <i>rms</i> [m/s ²]		Estrutura 2 <i>rms</i> [m/s ²]
	1º andar	Topo	Topo
Não acoplado	31,35	44,36	11,11
Acoplado	9,85	15,21	10,03
% Redução	68,6%	65,7%	9,7%

Pode-se perceber pela Figura 5.38 e na Tabela 5.15 que a técnica do acoplamento conseguiu diminuir consideravelmente as acelerações na Estrutura 1, na ordem de 67% em relação à mesma estrutura, porém, desacoplada. No entanto, na Estrutura 2, as respostas diminuíram pouco, cerca de 9% em relação à edificação sem acoplamento.

Uma das grandes vantagens de utilizar amortecedores viscofluídos é que não interferem nas propriedades dinâmicas das edificações, isto é, frequências e modos de vibração (Xu *et al.*, 1999). Considerando tais colocações, observa-se na Figura 5.39 que os espectros de frequência do sistema acoplado (*linhas vermelhas*) apresentaram diminuição nos picos onde aparece a frequência fundamental de cada estrutura. No caso da Estrutura 2, em algumas regiões do espectro de frequência há aumento das amplitudes quando essa edificação é acoplada. Porém, esses picos correspondem a harmônicos correspondentes ao movimento da mesa.

5.5.2 Caso 2

Este caso representa a situação de dois prédios vizinhos três pavimentos respectivamente, como se ilustra na Figura 5.40. Foi utilizado o amortecedor com óleo de silicone 47V200 com viscosidade dinâmica $\mu = 0,200$ Pa.s, tal como foi dito no item 5.4. Neste caso, foram colocados três acelerômetros: dois na estrutura 1 (primeiro andar e topo) e um na estrutura 2 (topo).

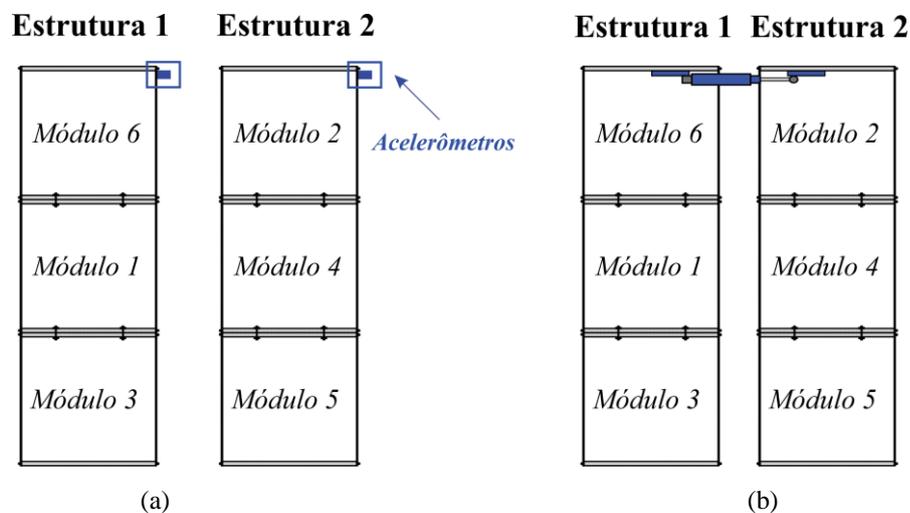


Figura 5.40 – Caso 2: (a) desacoplado; (b) acoplado.

As comparações dos registros de acelerações e dos espectros de frequência do sistema da figura anterior, assim como das máximas respostas *rms* em termos de aceleração, se ilustram nas Figuras 5.41 e 5.42 e na Tabela 5.16.

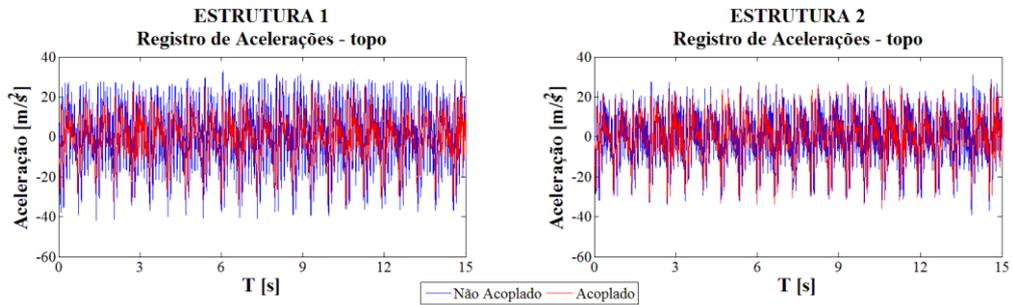


Figura 5.41 – Comparação dos registros de acelerações do primeiro ensaio do Caso 2.

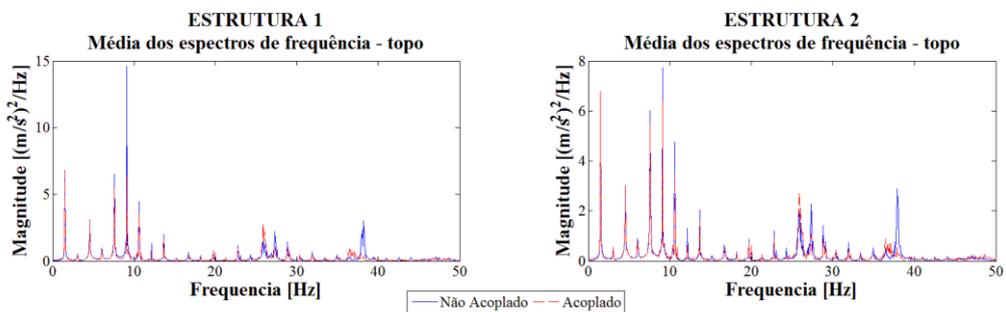


Figura 5.42 – Média dos espectros de frequência dos ensaios realizados para o Caso 2.

Tabela 5.16 – Média das respostas *rms* experimentais em termos de aceleração – Caso 2.

Configuração de acoplamento	Estrutura 1	Estrutura 2
	<i>rms</i> [m/s ²] Topo	<i>rms</i> [m/s ²] Topo
Não acoplado	15,28	12,21
Acoplado	10,68	10,69
% Redução	30,1%	12,4%

Analisando os resultados apresentados, pode-se perceber na tabela e figuras anteriores que a técnica do acoplamento conseguiu diminuir consideravelmente as acelerações na Estrutura 1, na ordem de 30% em relação à mesma estrutura, porém, desacoplada. No entanto, na Estrutura 2, as respostas diminuíram pouco, cerca de 12% em relação à edificação sem acoplamento.

Do mesmo modo, nota-se nos espectros de frequência da Estrutura 1 que a amplitude da frequência fundamental dessa edificação quando acoplada (*linha vermelha*) diminuiu quase à metade do valor obtido para a mesma estrutura desacoplada (*linha azul*). Como era o esperado, percebe-se que na Estrutura 2, o pico diminuiu quando essa edificação foi acoplada, entretanto, continua perto do valor obtido para o sistema desacoplado.

Nota-se que, mesmo os pórticos planos sejam feitos do mesmo material e tenham o mesmo número de pavimentos, ao serem acoplados houve diminuição nas amplitudes das acelerações medidas no topo de cada pórtico. Isto é devido a que a ligação do amortecedor com os dois pórticos não é totalmente rotulada, fazendo com que aumente a rigidez à flexão do sistema e o acoplamento funcione na diminuição das amplitudes das acelerações medidas nesse sistema. Uma outra causa, em menor proporção, são os possíveis erros instrumentais.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Este trabalho teve como objetivo estudar a técnica do acoplamento para o controle de vibrações de edificações adjacentes interligadas por meio de amortecedores passivos e considerando a interação solo – estrutura com o intuito de avaliar a necessidade de considerar essa interação ou a possibilidade de trabalhar com modelos numéricos simplificados.

As edificações vizinhas foram consideradas como pórticos planos simétricos com o mesmo pé direito por andar. Esses pórticos foram modelados como sistemas discretos lineares de massas concentradas a nível de cada pavimento, assumindo as vigas infinitamente rígidas e que o deslocamento relativo entre dois andares subsequentes é suportado pela deformação dos pilares, considerando nula a rotação na junção viga-pilar. A diferença nas propriedades mecânicas dos modelos numéricos é dada pela altura das edificações, que depende do número de pavimentos.

Inicialmente é apresentada uma análise numérica para avaliar a técnica do acoplamento na redução das respostas dinâmicas de duas edificações adjacentes, submetidas aos sismos de El Centro, Kobe e Northridge, considerando essas edificações apoiadas sobre base fixa e base flexível. Os elementos de conexão sempre foram localizados de forma horizontal entre as duas edificações interligando os pavimentos localizados no mesmo plano.

Foram feitos também ensaios experimentais em modelos em escala reduzida do tipo *shear frame* utilizando como elementos de conexão amortecedores passivos viscofluídos com o intuito de comprovar a efetividade da técnica do acoplamento no controle das respostas, considerando as edificações apoiadas sobre base fixa.

6.1 Conclusões gerais das análises numéricas

6.1.1 Primeira etapa – pórticos planos apoiados em base fixa

Os resultados indicam que a efetividade do método de controle por meio do acoplamento depende principalmente das propriedades dos edifícios adjacentes, como o valor da massa, da rigidez, número de andares, além das propriedades mecânica dos conectores.

O estudo de otimização mostrou que o amortecedor ideal para interligar as edificações vizinhas dos três casos avaliados é do tipo viscofluído. Neste caso com apenas um amortecedor localizado no topo da menor estrutura foi suficiente para um controle adequado dessas

respostas. Assim, comprovou-se que não foi necessária a instalação de dispositivos de conexão em todos os andares das edificações vizinhas para atingir o melhor desempenho no controle das respostas dinâmicas.

Um ponto que cabe ser destacado é que, ao conectar duas edificações adjacentes por meio de amortecedores viscofluídos, não há alteração nas propriedades dinâmicas dessas (frequências e períodos de vibração), já que o dispositivo aumenta o amortecimento da estrutura e a massa do mesmo é desconsiderada por ser muito pequena em relação às massas das edificações.

Do mesmo modo, verificou-se que a técnica de acoplamento não diminui os valores das respostas em estruturas com as mesmas propriedades físicas e mecânicas, já que nestes casos as estruturas quando acopladas se comportam como se fossem um único corpo por causa do amortecedor. Sendo assim, é aconselhável utilizar esta técnica em estruturas com diferenças em altura.

No caso 1 (*Estrutura 1 de 3 pavimentos – Estrutura 2 de 1 pavimento*) e caso 3 (*Estrutura 1 de 8 pavimentos – Estrutura 2 de 4 pavimento*) se comprovou que, mesmo que a técnica do acoplamento tenha reduzido os valores das respostas nas edificações, estas continuavam sendo altas, sendo aconselhável a implementação de um sistema de controle adicional localizado em cada estrutura e que trabalhe em conjunto com o elemento de conexão.

Finalmente, pode-se dizer que, se as propriedades do elemento de conexão são selecionadas de forma adequada, as respostas dinâmicas induzidas pelo terremoto podem ser reduzidas em uma ou em ambas as edificações.

6.1.2 Segunda etapa – edificações apoiadas em base flexível

A interação entre o solo e estrutura foi representada por um modelo discreto de molas e amortecedores. Considerou-se que as edificações estavam apoiadas sobre fundações superficiais circulares de 1,0 e 2,0 m de raio. Esses tipos de sapatas foram escolhidos para simular situações extremas que levaram a resultados críticos.

As sapatas se assentaram sobre três tipos de solo: mole, semirrígido e rígido, classificação que foi feita segundo a velocidade média V_s de propagação de onda S (onda cisalhante) nos 30 m superiores de depósito. Ressalta-se que o solo classificado como mole foi

considerado um caso extremo e hipotético para assentar sapatas, já que corresponde a um terreno com potencial de liquefação.

Nos problemas de interação solo – estrutura, as respostas dependem do tipo de estrutura e também do tipo de base de fundação. Verificou-se que, ao considerar os efeitos da ISE, ocorre uma modificação nos valores das frequências naturais do sistema, que muda o desempenho sísmico da estrutura. O desempenho da edificação passa a depender das componentes de frequência associadas ao abalo sísmico.

A medida que a rigidez do solo diminui, as frequências do sistema acoplado com ISE se reduzem consideravelmente em relação às obtidas para o modelo acoplado com base fixa. Quanto mais rígido o solo, o comportamento do modelo acoplado considerando a ISE se assemelha ao comportamento do modelo com base fixa.

Para as edificações acopladas do Caso 1 (*Estrutura 1 de 3 pavimentos – Estrutura 2 de 1 pavimento*) quando submetidas ao sismo de El Centro, comprovou-se que a consideração da ISE faz com que os modelos simplificados ou apoiados em base fixa sejam conservativos, podendo ser desprezado o solo. Ao fazer isso, trabalha-se com um modelo simples, voltado para o lado da segurança e se diminui o esforço computacional para a obtenção das respostas.

Situação diferente se apresentou quando essas edificações acopladas foram submetidas aos sismos de Kobe e Northridge, já que ao considerar a ISE houve uma notável alteração nos valores das respostas dinâmicas, fazendo com que o modelo acoplado apoiado em base fixa apresenta-se valores muito menores se comparados com o mesmo sistema apoiado em base flexível. Isso mostra a importância de considerar os efeitos do solo.

No Caso 2 (*Estrutura 1 de 5 pavimentos – Estrutura 2 de 5 pavimentos*) se demonstrou que a consideração da ISE tornou o modelo simplificado apoiado em base fixa consideravelmente conservativo. Ainda, demonstrou-se que a técnica do acoplamento não teria utilidade devido a que as edificações vizinhas tinham as mesmas propriedades mecânicas, assim como o mesmo solo circundante.

No Caso 3 (*Estrutura 1 de 8 pavimentos – Estrutura 2 de 4 pavimentos*) quando submetidas aos três abalos sísmicos (El Centro, Kobe e Northridge), o modelo simplificado acoplado e apoiado em base fixa da Estrutura 1 apresentou resultados conservativos, porém, não conseguiu mostrar o correto comportamento dos pavimentos superiores. Do mesmo modo, notou-se a contribuição dos modos superiores nas respostas dinâmicas. Demonstrou-se a

necessidade de um novo estudo de otimização para calcular um novo elemento de interligação com propriedades mecânicas mais elevadas para controlar as respostas dinâmicas nos pavimentos acima do quarto na Estrutura 1.

Comprovou-se que ao considerar os efeitos da ISE houve uma alteração no desempenho da técnica do acoplamento devido às mudanças no comportamento dinâmico das edificações, fazendo com que fossem necessários elementos de interligação com propriedades mecânicas elevadas e um número maior desses elementos para controlar as respostas.

As análises envolvendo a interação solo – estrutura são de alto grau de complexidade devido a ser a representação mais precisa do problema, razão pela qual a sua consideração ou não depende do grau de precisão que se desejem os resultados.

Levando em consideração os resultados aqui apresentados e em relação à consideração dos efeitos ou não da interação solo–estrutura em edifícios vizinhos quando utilizada a técnica do acoplamento, conclui-se que os efeitos da ISE poderiam ser desconsiderados quando se deseja interligar estruturas de pequeno porte, similares aos do caso 1 (*Estrutura 1 de 3 pavimentos – Estrutura 2 de 1 pavimento*). No entanto, para estruturas mais esbeltas como as do caso 3 (*Estrutura 1 de 8 pavimentos – Estrutura 2 de 4 pavimento*), torna-se necessária a consideração do solo nas análises a fim de obter a representação mais aprimorada do problema.

6.2 Conclusões gerais das análises experimentais

Para o cálculo das propriedades dinâmicas experimentais dos seis módulos foram feitos dez ensaios para cada um deles, assim como para suas respectivas combinações que formam os pórticos de vários pavimentos. Obtidos os registros de acelerações, a identificação dessas propriedades foi feita no software ARTEMIS Modal utilizando o método de decomposição no domínio da frequência (FDD) com licença cedida pelo Grupo de Dinâmica de Sistemas (GDS).

Para a validação dos modelos numéricos se calculou a correlação das frequências naturais e dos modos de vibração, numéricos e experimentais, utilizando a porcentagem de variação da frequência FER e o índice modal MAC (*Modal Assurance Criterion*). Os resultados se mostraram satisfatórios, sendo que os índices FER para a primeira frequência (modo fundamental) não foram maiores a 2% com índices MAC superiores a 0,9. Assim, optou-se pela não atualização dos modelos numéricos.

É interessante ressaltar ainda que, como era o esperado devido às características físicas dos módulos, todos os ensaios apontaram para um fator de amortecimento muito baixo ($\xi < 0,1$) em todos esses.

O movimento na base dos pórticos foi gerado por uma mesa vibratória, projetada e construída no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília segundo as condições de segurança e de estados limites últimos das normas NBR 7190:1997 e NBR 8800:2008 e utilizando o software SAP2000.

Os ensaios realizados na mesa vibratória mostraram que a mesa pode ser considerada unidirecional, tal como foi considerada no projeto numérico. Do mesmo modo, constatou-se que a frequência de excitação que chega à mesa é a metade da frequência de rotação colocada no motor.

Feita a validação dos modelos numéricos e da mesa vibratória, escolheram-se quatro pórticos para emular dois casos de edificações vizinhas os quais foram utilizados para o projeto do amortecedor. O caso 1 corresponde a dois pórticos adjacentes de dois e um pavimento, e, o caso 2 a pórticos adjacentes de três pavimentos. Neste trabalho se utilizaram amortecedores viscofluídos lineares com a mesma geometria, variando apenas a viscosidade do óleo.

Deste modo, para o caso 1 (*Estrutura 1 de 2 pavimentos – Estrutura 2 de 1 pavimento*) utilizou-se o óleo 47V350 ($\rho = 0,97 \text{ g/cm}^3$; $\mu = 0,350 \text{ Pa.s}$) que dá um coeficiente de amortecimento de 11,519 Ns/m e, para o caso 2 (*Estruturas 1 e 2 de 3 pavimentos*) empregou-se um óleo 47V200 ($\rho = 0,9675 \text{ g/cm}^3$; $\mu = 0,200 \text{ Pa.s}$) que resulta em um coeficiente de amortecimento de 6,565 Ns/m.

Inicialmente, os pórticos planos desacoplados foram fixados à mesa vibratória e foram submetidos a um movimento na base com amplitude de 4 cm e uma frequência de 3 Hz. Em seguida, acoplaram-se os modelos utilizando os amortecedores viscofluídos projetados e construídos previamente, os quais foram localizados no último pavimento da estrutura menor.

No Caso 1 (*Estrutura 1 de 3 pavimentos – Estrutura 2 de 1 pavimento*), os resultados apresentados mostraram a eficiência do método de controle por meio do acoplamento, o qual dependeu principalmente das propriedades mecânicas dos edifícios adjacentes, como o valor da massa, da rigidez, número de andares, além das propriedades dos conectores.

Em relação ao Caso 2 (*Estruturas 1 e 2 de 3 pavimentos*), mesmo que as edificações tivessem o mesmo número de pavimento e fossem feitas do mesmo material, não podem ser

consideradas iguais devido a possível irregularidades durante seu processo construtivo ou montagem dos mesmos. Isto foi demonstrado na identificação modal, a qual deu como resultados valores de frequências diferentes que, segundo Patel e Jangid (2013), é a condição para que a técnica do acoplamento possa ser utilizada. Ao serem acopladas, demonstrou-se uma diminuição nos picos dos registros de acelerações, assim como das amplitudes nos espectros de frequência.

Finalmente, demonstrou-se por meio de ensaios experimentais a viabilidade do uso da técnica do acoplamento para o controle das respostas dinâmicas de duas edificações vizinhas. Igualmente, comprovou-se a dificuldade de ter duas estruturas exatamente iguais devido às falhas durante os processos construtivos, sendo a situação mais comum na construção civil.

6.3 Sugestões para trabalhos futuros

Para um estudo ter continuidade, torna-se necessário mencionar novas metas a serem atingidas, ou até mesmo realizar estudos semelhantes para verificação da validade das informações apresentadas em trabalhos anteriores, assim sendo, são apresentadas a seguir algumas sugestões para futuras pesquisas.

- Analisar estruturas acopladas com um maior número de pavimentos, com valores maiores de massa e rigidez;
- Verificar as mudanças do amortecimento de cada edificação devido à instalação do elemento de interligação.
- Analisar e testar a técnica do acoplamento no controle de três edifícios adjacentes;
- Utilizar como elementos de interligação amortecedores semiativos ou ativos;
- Trabalhar com solos de propriedades mecânicas diferentes assim como de diversas estratificações na base das edificações vizinhas quando interligadas por meio de amortecedores passivos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHMADI, E., KHOSHNOUDIAN, F., HOSSEINI, M. Importance of soil material damping in seismic responses of soil-MDOF structure systems. *Soils and Foundations*, v. 55, n. 1, p. 35-44, 2015.
- AKBAY, Z., AKTAN, H.M. Actively regulated friction slip devices. *Proc., 6th Canadian Conf. Earthquake Engineering*, 367–374, 1991.
- ALMEIDA, F. P. A. Aplicação do acoplamento entre o MEC e o MEF para o estudo da interação dinâmica elastoplástica entre o solo e estruturas. 285p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2003.
- AMBROSINI, R. D. Material damping vs. radiation damping in soil-structure interaction analysis. *Computers and Geotechnics*, v. 33, p. 86–92, 2006.
- ANH, N.D., NGUYEN, N.X. Design of TMD for damped linear structures using the dual criterion of equivalent linearization method. *International Journal of Mechanical Sciences*, 77, 164-170, 2013.
- ANTONIAZZI, J. P. Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFSM, Universidade Federal De Santa Maria, 2011.
- ARTEMIS, Modal 4.0.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421:2006 Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- AVILA, S.M. Controle Híbrido para Atenuação de Vibrações em Edifícios. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.
- AVILES, J. PEREZ-ROCHA, L.E. Effects of foundation embedment during building-soil interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 27, n. 12, p. 1523-1540, 1998.

- AVILÉS, J., PÉREZ-ROCHA, L. E. Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 15, p. 11-27, 1996.
- BAHIA, G. A. D. Avaliação do desempenho de fundações em edificação no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 245p, 2015.
- BALENDRA, C.M., WANG., C.M., CHEONG, H.F. Effectiveness of tuned liquid column dampers for vibration control of towers. *Engineering Structures*, v. 17, no. 9, p. 668-675, 1995.
- BARBAT, A.H., MOLINARES, N., CODINA, R. Effectiveness of block iterative schemes in computing the seismic response of buildings with nonlinear base isolation, *Computers and Structures*, v. 58(1), p. 133-141, 1996.
- BASILI, M., ANGELIS, M., FRARACCIO, G. Shaking table experimentation on adjacent structures controlled by passive and semi-active MR dampers, *Journal of Sound and Vibration*, v. 332, no. 13, p. 3113-3133, 2013.
- BEREDUGO, Y. O., NOVAK, M. Coupled horizontal and rocking vibration of embedded footings. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 9(4), p. 477-497, 1972.
- BHARTI, S.D., DUMNE, S.M., SHRIMALI, M.K. Seismic response analysis of adjacent buildings connected with MR dampers. *Engineering Structures*, v. 3, p. 2122-2133, 2010.
- BHASKARARAO, A.V., JANGID, R.S., Seismic analysis of structures connected with friction dampers, *Engineering Structures*, v. 28, p. 690–703, 2006.
- BIELAK, J. Earthquake Response of Building-Foundation Systems. Earthquake Engineering Research Laboratory Report EERL 71-04, California Institute of Technology. 1971.
- BIGDELI K, HARE W, NUTINI J, TESHAMARIAM S. Optimizing damper connectors for adjacent buildings. *Optimization and Engineering*, vol. 44(2), p. 1491-1509, 2015.
- BIGDELI, K. Optimal placement and design of passive damper connectors for adjacent structures. A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of applied science, University of British Columbia, Okanagan, 2012.
- BORCHERDT, R.D. Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification). *Earthquake spectra*, v. 10, n. 4, p. 617-653, 1994.

- BOWLES, J. E. Foundation Analysis and design. McGraw Hills 1998.
- BOZZO, L.M. Análisis de edificios con sistemas de aislamiento de base. Revista internacional de ingeniería de estructuras, v. 1, no. 1, pp 17-38, 1996.
- BRAUN, S., EWINS, D., RAO, S. S., Encyclopedia of Vibration, Three-Volume Set. Academic press, 2002.
- CARNEIRO, R.C. Contribuição ao estudo do isolamento de vibrações em estruturas submetidas a excitações sísmicas. Dissertação de mestrado Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2001.
- CARNEIRO, R.B. Controle semi-ativo de vibrações em estruturas utilizando amortecedor magnetorreológico, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, Brasília, 2009.
- ÇESMECI, S., ENGIN, T. Modeling and testing of a field-controllable magnetorheological fluid damper, International Journal of Mechanical Sciences, v. 52, no. 8, p. 1036-1046, 2010.
- CHA, Y., BAI, J. Seismic fragility estimates of a moment-resisting frame building controlled by MR dampers using performance-based design. Engineering Structures, vol. 116, p. 192-202, 2016
- CHA, Y., ZHANG, J., AGRAWAL, A., DONG, B., FRIEDMAN, A., DYKE, S., AND RICLES, J. Comparative Studies of Semiactive Control Strategies for MR Dampers: Pure Simulation and Real-Time Hybrid Tests. Journal of Structural Engineering, Model. 53, 1689–1699, 2013.
- CHAMECKI, S. Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação. Boletim Técnico do Departamento Nacional de Obras de Saneamento. Ministério da Viação e Obras Públicas, p. 5-29, 1955.
- CHAMECKI, S. O Novo Conceito de Recalque Diferencial Admissível. Anais do II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Recife e Campina Grande, v. 1, p. 3-6, 1958.
- CHAMECKI, S. Structural Rigidity in Calculating Settlements. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, v. 82, p.1-19, 1956.

- CHANG, C.C., HSU, C.T. Control performance of liquid column vibration absorbers. *Engineering Structures*, v. 20, no. 7, p. 580-586, 1998.
- CHANG, J.C.H., SOONG, T.T., Structural control using active tuned mass dampers. *Journal of Engineering Mechanical Division, ASCE*, EM6(106):1091–1098, 1980.
- CHOOI, W.W., OYADIJI, O. Design, modelling and testing of magnetorheological (MR) dampers using analytical flow solutions, *Computers and Structures*, v. 86, no. 3, p. 473-482, 2008.
- CHOPRA, A.K. *Dynamics of Structures, Theory and Application to Earthquake Engineering*, 2nd edition, 2001.
- CHRISTENSON, R. E. *Semiactive Control of Civil Structures for Natural Hazard Mitigation: Analytical and Experimental Studies*. PhD Thesis, University of Notre Dame, 214 pp, 2001.
- CHRISTOPOULOS, M., MONTGOMERY, M., Viscoelastic coupling dampers (VCDs) for enhanced wind and seismic performance of high-rise buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, v. 42, no. 15, p. 2217–2233, 2013.
- CHUNG, L.L.; REINHORN, A.M.; SOONG, T.T. Experiments on active control of seismic structures, *Journal of Engineering Mechanics*, v. 114, no. 2, p. 241-256, 1988.
- CIMELLARO, G.P., GARCIA, D.L. Algorithm for design of controlled motion of adjacent structures. *Journal Structural Control and Health Monitoring*, v. 18, p. 140-148, 2011.
- CLOUGH, R.W., PENZIEN, J. *Dynamics of Structures* 2nd edition, McGraw Hill, New York, 2003.
- CLOUTEAU, D., COTTEREAU, R., LOMBAERT, G. Dynamics of structures coupled with elastic media—a review of numerical models and methods. *Journal of Sound and Vibration*, v. 332, n. 10, p. 2415-2436, 2013.
- CONSTANTINOU, M.C., SYMANS, M.D. Experimental Study of Seismic Response of Buildings with Supplemental Fluid Dampers. *The Structural Design of Tall Buildings*, v. 2, p. 93-132, 1993
- DATTA, T.K. *Seismic analysis of structures*. John Wiley & Sons, 2010.
- DOWDELL, D.J., CHERRY, S. Semi-active friction dampers for seismic response control of structure, 5th U.S National Conference on Earthquake Engineering, p. 819-828, 1994a.

- DOWDELL, D.J., CHERRY, S. Structural control using semi-active friction dampers, 5th U.S National Conference on Earthquake Engineering, p. 59-68, 1994b.
- DYKE, S. J., SPENCER, B. F., SAIN, M. K., CARLSON, J. D. Modeling and control of magnetorheological dampers for seismic response reduction. *Smart Materials and Structures.*, v. 5, p. 565-575, 1996.
- EI-KHOURY, O., ADELI, H., Recent Advances on Vibration Control of Structures Under Dynamic Loading, *Archives of Computational Methods in Engineering*, v. 20, no. 4, p. 353-360, 2013.
- FENG, M.Q., SHINOZUKA, M., Use of a variable damper for hybrid control of bridge response under earthquake, *Proc., U.S. National Workshop on Structural Control Research*, USC Publication No. CE-9013, 1990.
- FERNÁNDEZ, L.R., AVILÉS, J. Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda. *Ingeniería sísmica*, n. 79, p. 71-90, 2008.
- FRANCESCHINI, J., GOMES, H. M. Avaliação de Amortecimento Estrutural Usando-se o Método do “Random Decrement”. *Revista Engenharia Estudo e Pesquisa*, Santa Maria, v. 10, n. 1, p. 39-48, 2010.
- FUJINO, Y., Vibration, control and monitoring of long-span bridges- resent research developments and practice in Japan, *Journal of Constructional Steel Research*, No.58 p.71-97, 2002.
- GAO, H., KWOK, K.C.S. Optimization of tuned liquid column dampers. *Engineering Structures*, v. 19, no. 6, p. 476-486, 1997.
- GARRETT, G.T., CHEN, G., CHENG, F.Y., HUEBNER, W. Experimental characterization of Piezoelectric Friction Dampers. *Proc., 8th SPIE Annual Conf. on Smart Structures and Material*, SPIE— International Society for Optical Engineering, Bellingham, Wash, 2001.
- GAVIN, H., HOAGG, J., DOBOSSY, M. Optimal design of MR Dampers. *Proc., U.S.-Japan Workshop on Smart Structures for Improved Seismic Performance in Urban Regions*, K. Kawashima, B. F. Spencer, and Y. Suzuki, eds., p. 225–236, 2001.
- GAZETAS, G. Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 117, p. 1363–1381, 1991.

- GHAEMMAGHAMI, A., KIANOUSH, R., YUAN, X.X. Numerical Modeling of Dynamic Behavior of Annular Tuned Liquid Dampers for Applications in Wind Towers. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, v. 28, no. 1, p. 38-51, 2013.
- GOSHY, B. Soil-foundation-structure interaction. *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol.104, n. ST5, p. 749-761, 1978.
- GRAHAM, M.C. Design Strategies for Coupling Buildings, Master's Thesis at the Massachusetts Institute of Technology, EUA, 1994.
- GUTIERREZ, J. A., CHOPRA, A. A substructure method for earthquake analysis of structures including structure-soil interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 6, p. 51-69, 1978.
- HALKUDE, S. A., KALYANSHETTI, Mr MG; KALYANI, Mr SH. Soil Structure Interaction Effect on Seismic Response of RC Frames with Isolated Footing. In: *International Journal of Engineering Research and Technology*. ESRSA Publications, v. 3(1), p. 2767-2775, 2014.
- HOUSNER, G.W., BERGMAN, L.A., CAUGHEY, T.K, et al (1997). Structural Control: Past, Present, and Future. *Journal of Engineering Mechanics*, p. 897-971, 1997.
- INAUDI, J.A. Modulated Homogeneous Friction: A Semi active Damping Strategy. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 26, No. 3, p. 361, 1997.
- JANSEN, L., DYKE, S.J. Semiactive Control Strategies for MR Dampers: Comparative Study. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 126, no.8, p. 795-803, 2000.
- JENNINGS, P. C., BIELAK, J. Dynamic of building-soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 63, p. 9-48, 1973.
- JIANG, Z., KIM, S.J., PLUDE, S., CHRISTENSON, R. Real-time hybrid simulation of a complex bridge model with MR dampers using the convolution integral method. *Smart Materials and Structures*, 22, 105008, 2013.
- JOHNSON, E.A., CHRISTENSON, R.E., and SPENCER, B.F. Semiactive damping of cables with sag. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, v. 18, no. 2, p. 132-146, 2003.

- KANG, J.D., TAGAWA, H., Seismic response of steel structures with seesaw systems using viscoelastic dampers, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42(5), 779-794, 2013.
- KANNAN, S., URAS, H.M., AKTAN, H.M. Active control of building seismic response by energy dissipation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics Journal*, v. 24, no. 5, p. 747–759, 1995.
- KAREEM, A., KLINE, S. Performance of Multiple Mass Dampers Under Random Loading, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.121, No.2, p.348-361. 1995
- KAUSEL, E., ROESSET, J. M. Dynamic Analysis of Footings on Layered Media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, v. 101(5), PP. 679-693, 1975.
- KAWASHIMA, K., UNJOH, S., Seismic response control of bridges by variable dampers, *Journal of Structural Engineering*, v. 120, no. 9, p. 2583–2601, 1994.
- KENNEDY, J. Particle swarm optimization. In: *Encyclopedia of machine learning*. Springer US, p. 760-766, 2011.
- KENNEDY, J., EBERHART, R. Particle swarm optimization. *Proceedings of IEEE International Conference on Neural Networks*, v.5, p.1942–1948, 1995.
- KHALILI, N., YAZDCHI, M., VALLIAPPAN, S. Wave propagation analysis of two-phase saturated porous media using coupled finite–infinite element method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 18, p. 533–53, 1999.
- KIM, H.S., KANG, J.W. Seismic Response Control of Adjacent Buildings Using Shared Tuned Mass Damper. *Journal of the Korean Association for Spatial Structures*, v. 14 (3), p. 75-84, 2014.
- KLEIN, R.E., CUSANO, C., STUKEL, J. Investigation of a method to stabilize wind induced oscillations in large structures. *ASME Winter Annual Meeting*, Paper No. 72, New York, USA, 1972.
- KLEIN, R.E., HEALY, M.D. Semi-Active Control of Wind Induced Oscillations in Structures. *Proc. 2nd International Conference on Structural Control*, University of Waterloo, Ontario, Canada, July 15-17 1985, Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, 354-369, 1987.

- KOBORI, T., KOSHIKA, N., Yamada, N., and IKEDA, Y. Seismic response controlled structure with active mass driver system. Part 1: Design.” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics Journal*, 20 133–139, 1991.
- KURATA, N., KOBORI, T., TAKAHASHI, M., ISHIBASHI, T., NIWA, J., TAGAMI, J., MIDORIKAWA, H. Forced vibration test of a building with semi active damper system, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics Journal*, v. 29, p. 629– 645, 2000.
- LARA, L. A. Controle de Vibrações em Vigas Metálicas com Distintas Configurações de Apoio Utilizando Amortecedores de Massa Sintonizados. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, D.F, 2007.
- LARA, L.A. Estudo de Algoritmos de Controle Semi-ativo Aplicados a Amortecedores Magnetorreológicos. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2011.
- LAVAN, O., AMIR, O. Simultaneous topology and sizing optimization of viscous dampers in seismic retrofitting of 3D irregular frame structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2014.
- LI, C. Performance of multiple tuned mass dampers for attenuating undesirable oscillations of structures under the ground acceleration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v.29, p. 1405-1421, 2000.
- LI, H., LIU, M., LI, JH., GUAN, X.C., OU, J.P. Vibration control of stay cables of the Shandong Binzhou Yellow River Highway Bridge using magnetorheological fluid dampers. *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, p.401-409, 2007.
- LOVE, J.S., TAIT, M.J. The response of structures equipped with tuned liquid dampers of complex geometry. *Journal of Vibration and Control*, v. 20, no. 7, 2013.
- LRICH, C. M., KUHLEMEYER, R. L. Coupled rocking and lateral vibrations of embedded footings. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 10(2), p. 145-160, 1973.
- LUCA, S.G., PASTIA C. Case Study of Variable Orifice Damper for Seismic Protection of Structures. *Bul. Inst. Politehnic, Iași, LV (LIX)*, 1, s. Constr., Arhit., 39-47, 2009.
- LUCO, J. E. Impedance functions for a rigid foundation on a layered medium. *Nuclear Engineering and Design*, v. 31(2), p. 204-217, 1974.

- LUCO, J. E., WESTMANN, R. A. Dynamic Response of Circular Footings. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, v. 97(5), p. 1381-1395, 1971.
- LUCO, J.E., BARROS, C.P. Optimal Damping between Two Adjacent Elastic Structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 27, p. 649-659, 1998.
- LUCO, J.E. Bounds for natural frequencies, Dunkerley's formula and application to soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 47, p. 32-37, 2013.
- LUCUY, L.B.U., HERNÁNDEZ, M.E.R., SPENCER, B.F. Estudio de sistemas de control semiactivo en edificios acoplados. *Revista Concreto y cemento, investigación y desarrollo*, v. 4, no. 1, p. 18-39, 2012.
- MAHMOUD, S., ABD-ELHAMED, A., JANKOWSKI, R. Earthquake-induced pounding between equal height multi-storey buildings considering soil-structure interaction. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 11, n. 4, p. 1021-1048, 2013.
- MATLAB. Matrix Laboratory - R2009b. MathWorks - MATLAB and Simulink for Technical Computing. Massachusetts, U.S.A, 2009.
- MEEK, J. W., WOLF J. P. Insights on cutoff frequency for foundation on soil layer. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 20, p. 651-665, 1991.
- MEIRELES, A.D.S. Dimensionamento de sistemas de isolamento de base em estruturas de edifícios de acordo com o Eurocódigo 8, Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.
- MEIROVITCH, L., *Dynamics and Control of Structures*, John Wiley & Sons, Apr 11, 1990.
- MEYERHOF, G. G. Some Recent Foundation Research and its Application to Design. *Structural Engineering*, v. 31, p. 151-167, 1953.
- MIKAMI, A., SAWADA, T. Time-domain identification system of dynamic soil-structure interaction. 13th World Conference on Earthquake Engineering, 13 WCEE, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- MOUSAVI, S.A., BARGI, K., ZAHRAI, S.M. Optimum parameters of tuned liquid column-gas damper for mitigation of seismic-induced vibrations of offshore jacket platforms. *Structural Control and Health Monitoring*, Vol 20, no. 3, p. 422-444, 2013.

- MULLIKEN, J.S., KARABALIS, D. L. Discrete model for dynamic through-the-soil coupling of 3D foundations and structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 27(7), p. 687–710, 1998.
- NAGARAJAIAH S., MAO, Y.Q., SAHASRABUDHE, S. Nonlinear, seismic response spectra of smart sliding isolated structures with independently variable MR dampers and variable stiffness SAIVS system. *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, 24 (3), 375-393, 2006.
- NASERKHAKI, S., AZIZ, F. NA. A., POURMOHAMMAD, H. Earthquake induced pounding between adjacent buildings considering soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, v. 11, n. 3, p. 343-358, 2012.
- NESDIS – National Geophysical Data Center, Significant Earthquake Database.
- NOVAK, M., EL HIFNAWY, L. Damping of structures due to soil structure interaction. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 11(1–3), p. 295–306, 1983.
- NOVAK, M., SACHS, K. Torsional and coupled vibrations of embedded footings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, v. 2(1), p. 11-33, 1973.
- NOVO, T., VARUM, H., TEIXEIRA-DIAS, F., RODRIGUES, H., FALCAO SILVA, M., CAMPOS COSTA, A., GUERREIRO, L. Tuned liquid dampers simulation for earthquake response control of buildings. *Bull Earthquake Engineering, Springer*, v. 12, no. 2, p. 1007-1024, 2014.
- OHTORI, Y., CHRISTENSON, R.E., SPENCER, B.F., DYKE, S.J., Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings, *J. of Engineering Mechanics, ASCE*, v. 130, no. 4, p. 366-385, 2004.
- OLIVEIRA, F.S., Critérios de Projeto para Amortecedor Tipo Pêndulo para Controle de Vibrações em Edifícios Altos. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, D.F, 2012.
- ORTIZ CANO, N.A. (2008). Resposta Sísmica de Edifícios com Sistemas de Isolamento de Base. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, D.F, 2008.

- OSPINA, C.S. Otimização de amortecedores de massa sintonizados, múltiplos e interligados, para controle de vibrações em edifícios altos. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, D.F, 2008.
- OVIEDO, J.A., DUQUE, MP. Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones. Revista EIA, v. 6, p. 105-120, Medellin, Colombia, 2006.
- PALACIOS-QUIÑONERO, F., RODELLAR, J., ROSSELL, J.M., PONS-LÓPEZ, R. Active-passive control strategy for adjacent buildings. Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EUROODYN 2011, Leuven, Belgium, 2011.
- PATEL, C.C., JANGID, R.S., Dynamic response of identical adjacent structures connected by viscous damper, Structural Control and Health Monitoring, v. 21, no. 2, p. 205–224, 2014.
- PATEL, CC, JANGID RS. Seismic response of dynamically similar adjacent structures connected with viscous dampers. The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering, v. 3, no. 1, p. 1–13, 2013.
- PATTEN, W.N., SACK, R., HE, Q. Controlled semi active hydraulic vibration absorber for bridges, Journal of Structural Engineering, v. 122, no. 2, p. 187– 192, 1996.
- PAWLAK, Z., LEWANDOWSKI, R., The continuation method for the eigenvalue problem of structures with viscoelastic dampers, Computers and Structures, vol. 125, p.53-61, 2013.
- PEER GROUND MOTION DATABASE. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). Disponível em: <<http://ngawest2.berkeley.edu/>>. Acesso em: Fevereiro de 2013.
- PÉREZ L.A., AVILA S., DOZ G. Seismic response control of adjacent buildings connected by viscous and hybrid dampers. Dynamics of Civil Structures, vol. 4, p. 433-440, 2014.
- POULOS, H. G. Settlement Analysis of Structural Foundation Systems. Proceedings of IV South-East Asian Conference on Soil Engineering, v. IV, p. 52-62. 1975a.
- POULOS, H. G. Settlement of Isolated Foundation. Proceedings of Symposium on Recent Developments on the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical Structures, v. I, p. 181-214, 1975b.
- QUIMIDROL. Empresa de importação de produtos químicos e farmacêuticos. Disponível em: <<http://www.quimidrol.com.br/quimica>>. Acesso em: julho de 2016.
- RAMALLO, J.C., JOHNSON, E.A., SPENCER, B.F. Smart base isolation systems. Journal of Engineering Mechanics, v. 128, no. 10, p. 1088–1099, 2002.

- RAMOS, C.M. Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil. Tese de doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2007.
- RAO, S. S. Mechanicals Vibrations. Fifth Edition. Prentice Hall PEARSON, p. 842, 2010.
- RICHARDSON, A., WALSH, K.K., ABDULLAH, M.M. Closed-form equations for coupling linear structures using stiffness and damping elements. *Structural Control and Health Monitoring*, v. 20(3), p. 259-281, 2013.
- ROH, H., CIMELLARO, G.P., GARCIA, D.L. Seismic Response of adjacent steel structures connected by passive device. *Journal Advances in Structural Engineering*, v. 14, no. 13, 499-517, 2011.
- SACK, R.L., PATTEN, W., Semiactive hydraulic structural control, Proc., Int. Workshop on Structural Control, USC Publication Number CE-9311, 417–431, 1993.
- SAHASRABUDHE, S., NAGARAJAIAH, S. Experimental study of sliding isolated buildings with MR dampers in near fault earthquakes. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 131 (7), 1025-1034, 2005b.
- SAHASRABUDHE, S., NAGARAJAIAH, S. Seismic response control of sliding isolated bridges with MR dampers: Experimental and numerical Study. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal*, 34 (7), 965-983, 2005c.
- SANTOS, M.V., Protecção Sísmica de Equipamentos com Isolamento de Base, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2009.
- SAP2000. Integrated Software for Structural Analysis & Design, V14.2.4. Computers and Structures, Inc., California, U.S.A, 2010.
- SHIMING, W., GANG, G. Dynamic soil-structure interaction high-rise buildings. *Developments in Geotechnical Engineering*, vol. 83, p. 203-2016, 1998.
- SHRIMALI, M.K., DUMNE, S.M. Seismic analysis of connected isolated buildings by VF dampers. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- SOARES, J. M. Estudo Numérico-Experimental da Interação Solo-Estrutura em Dois Edifícios do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 265p., 2004.

- SODEYAMA, H., SUNAKODA, K., FUJITANI, H., SODA, S., IWATA, N., HATA, H. Dynamic tests and simulation of magneto-rheological dampers. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, v. 18, p. 45–57, 2003.
- SOLA, L. R. F., AVILÉS, J. Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda. *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 79, p. 71-90, 2008.
- SOONG, T.T., *Active structural control: Theory and practice*, Longman Scientific, Essex, U.K., 1990.
- SOONG, T.T., DARGUSH, G.F., *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. Chichester: John Wiley & Sons, 1997.
- SORKHABI, A., MALEKGHASEMI, H., MERCAN, O. Dynamic Behaviour and Performance Evaluation of Tuned Liquid Dampers (TLDs) Using Real-Time Hybrid Simulation. *Structures Congress 2012*: p. 2153-2162, 2012.
- SPENCER JR, B.F., NAGARAJAIAH, S., State of the art structural control, *Journal of Structural Engineering*, v. 129, no. 7, p. 845-856, 2003.
- SPENCER, B.F., SUHARDJO, J., SAIN, M.K., Frequency domain optimal control strategies for aseismic protection. *J. Eng. Mech.*, v. 120, no. 1, p. 135–158, 1994.
- SPENCER, B.F.; DYKE, S.J.; SAIN, M.K. e CARLSON, J.D. Phenomenological model of a magnetorheological damper. *Journal of engineering mechanics*, v. 123, no. 3, p. 230-238, 1997.
- SPYRAKOS, C. C.; KOUTROMANOS, I. A.; MANIATAKIS, Ch A. Seismic response of base-isolated buildings including soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 29(4) , p. 658-668, 2009.
- STEWART, J. P., FENVES, G. L., SEED, R. B. Seismic soil–structure interaction in buildings. I: analytical methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 125, p. 26–37, 1999.
- SUN, C., EASON, R.P., NAGARAJAIAH, S. DICK, A.J. Hardening duffing oscillator attenuation using a nonlinear TMD, a semi-active TMD and multiple TMD. *Journal of Sound and Vibration*, v. 332, p. 674–686, 2013.

- TABATABAIEFAR, S. H. R., BEHZAD, F., BIJAN, S. Seismic Behavior of Building Frames Considering Dynamic Soil-Structure Interaction. *International Journal of Geomechanics*, v. 13(4), p. 409-420, 2013.
- TAMURA, Y. Effectiveness of tuned liquid dampers under wind excitation. *Engineering Structures*, v. 17, no. 9, p. 609-621, 1995.
- TAYLOR DEVICES, Inc. <http://www.taylordevices.com/pdf/web-damper.PDF>.
- TSANG, H.H., SU, R.K.L., CHANDLER, A.M. Simplified inverse dynamics models for MR fluid dampers, *Engineering Structures*, v. 28, no. 3, p. 327-341, 2006.
- TUBALDI, E. Dynamic behavior of adjacent buildings connected by linear viscous/viscoelastic dampers. *Structural Control and Health Monitoring*, vol. 22, p. 1086–1102, 2015.
- VARADARAJAN, N., NAGARAJAIAH, S. Wind Response Control of Building with Variable Stiffness Tuned Mass Damper Using Empirical Mode Decomposition/Hilbert Transform. *Journal. Eng. Mech.* 130, Special Issue: Benchmark Structural Control Problem, p. 451–458, 2004.
- VELETSOS, A. S., MEEK, J. W. Dynamic behavior of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, v. 3, p. 121–138, 1974.
- VELETSOS, A.S., NAIR, V. V. D. Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of the Structural Division*, v. 101, p. 109–129, 1975.
- VELETSOS, W. T., WEI, Y. T. Dynamical compliance of rectangular foundations on an elastic half-space. *Journal of Applied Mechanics*, v. 30(4), p. 579-584, 1971.
- WEGNER, J. L., YAO, M. M., ZHANG, X. Dynamic wave–soil–structure interaction analysis in the time domain. *Computers & Structures*, v. 83, p. 2206–2214, 2005.
- WHITMAN, R. V., BIELAK, J. *Design Earthquake Resistant Structures: Foundations*. Ed. E Rosenblueth, Pentech Press, Inglaterra, 1980.
- WOLF, J. P. *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Englewood Cliffs: PTR Prentice Hall, 1994.
- WOLF, J.P. Simple physical models for foundation dynamics. *Developments in Geotechnical Engineering*, vol. 83, p. 1-70, 1998.

- WOLF, J.P. Soil Structure Interaction Analysis in Time Domain. New Jersey: Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, 1988.
- WONG, H. L., LUCO, J. E. Dynamic interaction between rigid foundations in a layered half-space. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v.5, p.149–58, 1986.
- WONGPRASERT, N., SYMANS M.D., Experimental evaluation of adaptive elastomeric base-isolated structures using variable-orifice fluid dampers, *Journal of Structural Engineering*, v. 131, no. 6, p. 867–877, 2005.
- WU, J., YANG, J., Active Control of Transmission Tower under Stochastic Wind, *Journal of Structural Engineering*, v. 124, no. 11, p. 1302-1312, 1998.
- XIANG, P., NISHITANI, A., Seismic vibration control of building structures with multiple tuned mass damper floors integrated *Earthquake Engineering & Structural Dynamics Earthquake*, v. 43, pp -909 - 925, 2014.
- XIONG, W., JIANG, LZ., LI, YZ. Influence of soil–structure interaction (structure-to-soil relative stiffness and mass ratio) on the fundamental period of buildings: experimental observation and analytical verification. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 14, n. 1, p. 139-160, 2016.
- XU, Y.L., HE, Q., KO, JM. Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation. *Engineering Structures*, v. 21, no. 2, p. 135–148, 1999.
- XU, Y.L., QU, W.L., KO, J.M. Seismic response control of frame structures using magnetorheological/electrorheological dampers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 29, p. 557–575, 2000.
- YAN, J., ZHANG, C., JIN, F. A coupling procedure of FE and SBFEM for soil – structure interaction in the time domain. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 59, p. 1453–1471, 2004.
- YANG, G., SPENCER, B.F, CARLSON, J.D., SAIN, M.K. Large-scale MR fluid dampers: modeling and dynamic performance considerations. *Engineering Structures*, v. 24, no. 3, p. 309-323, 2002.
- YANG, J.N., AGRAWAL, A.K. Semi-active hybrid control systems for nonlinear buildings against near-field earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, v. 24, no. 3, p. 271–280, 2002.

- YANG, Z., XU, Y.L. Experimental Seismic study of adjacent buildings with fluid dampers. *Journal of Structural Engineering*, v. 129, p. 197-205, 2003.
- YAO, J.T.P. Concept of structural control, *Journal of Structural Division*, v.98, p. 1567-1574, 1972.
- YAZDCHI, M., KHALILI, N., VALLIAPPAN, S. Dynamic soil-structure interaction analysis via coupled Finite Element – Boundary Element Method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 18, p. 499-517, 1999.
- YERLI, H. R., KACIN, S., KOCAK, S. A parallel finite–infinite element model for two-dimensional soil–structure interaction problems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 23, p. 249-53, 2003.
- YI, F., DYKE, S.J, CAICEDO, J.M., CARLSON, J.D. Experimental verification of multi-input seismic control strategies for smart dampers. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 127, no. 11, p. 1152–1164, 2001.
- YONG OK, S., SONG, J., PARK, K.S. Optimal design of hysteretic dampers connecting adjacent structures using multi-objective genetic algorithm and stochastic linearization method. *Engineering Structures*, v. 30, p. 1240-1249, 2008.
- ZHANG, C., CHEN, Z., WANG, L. An investigation on the field strength and loading rate dependences of the hysteretic dynamics of magnetorheological dampers. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, vol. 19(1), p. 61-74, 2015.
- ZHU, H., WEN, Y., IEMURA, H. A Study on Interaction Control for Seismic Response of Parallel Structures, *Computers and Structures*, v. 79, p. 231-242, 2001.
- ZULUAGA, A.L. Controle de Vibrações em Edifícios Submetidos à Ação de Cargas Dinâmicas Utilizando Amortecedor de Massa Sintonizado na Forma de Pêndulo. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, D.F, 2007.