

ESTUDO DA COLISÃO ENTRE EDIFÍCIOS SEM E COM ISOLAMENTO DE BASE

JORGE MANUEL CAMELO CORDEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Menezes Carneiro de Barros

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus pais.

Os nossos conhecimentos são a reunião do raciocínio e experiência de numerosas mentes.

Ralph Emerson

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar expresso o meu apreço ao Professor Doutor Rui Carneiro de Barros, orientador científico desta dissertação, pelo rigor e forma cativante com que acompanhou o desenrolar do trabalho e principalmente pela disponibilidade e apoio manifestado.

Agradeço ao Professor João Macedo pela atenção e ajuda prestadas numa melhor compreensão da linguagem de programação MATLAB, permitindo adaptar desenvolver calibrar e implementar uma anterior versão de um programa para análise da colisão entre edifícios.

De forma muito especial agradeço aos meus pais, José Carlos Cordeiro e Olímpia do Céu Camelo pela educação que me deram e por me terem proporcionado todas as condições para poder chegar a este patamar na minha vida.

Ao meu irmão, Daniel, porque o seu apoio é permanente e me aconselha sempre da melhor maneira, o meu muito obrigado.

Aos meus colegas e amigos de faculdade, agradeço os momentos bem passados ao longo destes anos de estudo, que proporcionaram muitos dos melhores momentos por mim vividos. Desejo felicidades e votos de sucesso profissional a todos.

A todos os meus familiares e amigos que pela convivência e simpatia foram facilitando o meu percurso académico e social, permitindo-me uma melhor cidadania.

RESUMO

Como o custo da propriedade nas áreas metropolitanas tem aumentado ao longo dos tempos, a necessidade de construir edifícios de vários andares muito próximos uns dos outros aumenta. Também, a utilização de novos materiais de construção e a satisfação de maiores e melhores características de qualidade da construção e da habitabilidade, podem diminuir o espaçamento previsto entre os edifícios. Estes factos acabam por condicionar a ocorrência do choque entre edifícios adjacentes aquando da ocorrência de um sismo. A aplicação de dispositivos de isolamento sísmico, na base dos edifícios é um dos principais avanços na área da engenharia sísmica. Esta técnica é relativamente nova, portanto, a colisão entre edifícios com isolamento de base ainda não foi até ao momento investigada de uma forma adequada.

Primeiramente, este trabalho aborda de uma forma sucinta dois temas: a colisão de edifícios e o isolamento de base. Sobre a colisão de edifícios, evidencia-se de uma forma objectiva os danos já provocados, as diferentes formas de atenuação e explicitam-se de forma pormenorizada os diferentes modelos existentes para a sua simulação. A pesquisa sobre o isolamento de base incidiu sobre a explicitação e evolução da temática, e de uma forma detalhada os diferentes tipos de dispositivos existentes.

Os edifícios foram pré dimensionados com recurso ao Eurocódigo 2, e estudados para o caso de se situarem em Lisboa.

Este estudo analisa a resposta dos edifícios sem e com isolamento de base sujeitos a colisão, para isso, foi desenvolvido um modelo analítico com o auxílio de equações matemáticas. A resolução deste modelo foi efectuada com a adaptação e substancial melhoramento de um programa em MATLAB fornecido pelo orientador desta dissertação. A partir do modelo analítico de referência (dois graus de liberdade), foi desenvolvido um modelo geral de seis graus de liberdade, e ambos foram sujeitos a diversas análises.

Pretende-se também com esta dissertação realizar vários estudos paramétricos, com o objectivo de apurar o efeito do isolamento de base quando os edifícios estão separados e sujeitos a colisão, realizando assim uma comparação entre as duas vertentes. Assim como a concretização de diversas análises para vários sismos, com o intuito de perceber a influência de alguns parâmetros no fenómeno da colisão entre edifícios.

Por último, são efectuadas considerações finais e obtidas conclusões relativamente ao trabalho e aos objectivos propostos.

PALAVRAS-CHAVE: Colisão entre edifícios, Isolamento de base, Força de impacto, Sismos, MATLAB, Elementos de ligação

ABSTRACT

As the cost of property has been increasing in metropolitan areas, the need to build multi-storey buildings close to each other has also increased. Also the use of new building materials and the satisfaction of more features and better quality of construction and housing conditions can induce the need for decreasing the spacing provided between the buildings. These facts may propitiate the pounding between adjacent buildings on the occurrence of an earthquake. The application of seismic isolation devices at the base of buildings is one of the major advances in earthquake engineering. This technique is relatively new, so the collision between buildings with base isolation has not yet been adequately and extensively investigated.

Initially, this work deals succinctly with two themes: the pounding of buildings and base isolation. About the pounding of buildings, it is addressed in an objective manner the damage already observed in previous earthquakes, the different forms of mitigation and the explanation in detail of different models for the pounding simulation. Research on the base isolation focused on the clarification and evolution of the theme, and some detail of different types of existing devices.

The buildings were pre-designed according to the Eurocode 2, and are considered located in Lisbon.

This study examines the response of buildings with and without base isolation subject to collision, for which an analytical model was developed with the help of mathematical equations. The resolution of this model was made with the adaptation and substantial improvement of a MATLAB program provided by the advisor of this dissertation. From the analytical model of reference (two degrees of freedom), was developed a general model of six degrees of freedom, and both were subjected to computational parametric analysis.

The various parametric studies were performed with the aim of investigating the effect of base isolation when the buildings are individually separated or are subjected to collision, thus performing a comparison between the two complementary situations. The different computational analyses were performed for different earthquakes, in order to understand the influence of some parameters on the phenomenon of pounding between buildings.

Finally, some considerations and conclusions are presented regarding the results achieved in this work, as well as some proposed extensions for further research and development.

KEYWORDS: Pounding between buildings, Base isolation, Impact forces, Earthquakes, MATLAB, Link elements

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2 MOTIVAÇÃO PARA O TRABALHO	2
1.3 OBJECTIVOS E DESCRIÇÃO SUMÁRIA DO TRABALHO	2
2 A COLISÃO E O ISOLAMENTO DE BASE	5
2.1 COLISÃO ENTRE EDIFÍCIOS	5
2.1.1 DANOS PROVOCADOS PELA COLISÃO	5
2.1.1.1 Loma Prieta	6
2.1.1.2 Sichuan.....	7
2.1.1.3 Canterbury.....	8
2.1.2 MODELAÇÃO.....	8
2.1.2.1 Modelo usando “stereo mechanics”	9
2.1.2.2 Modelos usando elementos de contacto	10
2.1.2.3 Modelo com massas distribuídas	15
2.1.3 INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	16
2.1.4 RECOMENDAÇÕES PARA MODELAÇÃO DA COLISÃO PISO-PISO.....	16
2.1.5 FORMAS DE MINIMIZAÇÃO DOS EFEITOS DE COLISÃO	17
2.1.6 CONFIGURAÇÕES MAIS VULNERÁVEIS EM CASO DE CHOQUE	17
2.2 ISOLAMENTO DE BASE.....	21
2.2.1 CONCEITO DE ISOLAMENTO DE BASE.....	21
2.2.2 LOCALIZAÇÃO DO ISOLAMENTO DE BASE.....	25
2.2.3 EVOLUÇÃO DO ISOLAMENTO DE BASE.....	26
2.2.4 SISTEMAS DE ISOLAMENTO SÍSMICO DE BASE.....	28
2.2.4.1 Apoios de borracha de alto amortecimento.....	29
2.2.4.2 Apoios de borracha com núcleo de chumbo	33
2.2.4.3 Apoios pendulares com atrito	36

2.2.5	SITUAÇÃO EM PORTUGAL E NO MUNDO	40
2.3	COLISÃO DE EDIFÍCIOS COM ISOLAMENTO DE BASE	43

3 MODELO ANALÍTICO..... 45

3.1	INTRODUÇÃO	45
3.2	MODELO DE EDIFÍCIOS DE DOIS GRAUS DE LIBERDADE	45
3.2.1	MODELO DA COLISÃO DE EDIFÍCIOS DE BASE FIXA.....	45
3.2.2	MODELO DO SISTEMA DE ISOLAMENTO DE BASE	50
3.2.3	MODELO DA COLISÃO DE EDIFÍCIOS COM ISOLAMENTO DE BASE.....	53
3.3	MODELO DE EDIFÍCIOS DE SEIS GRAUS DE LIBERDADE.....	55

4 ESTUDOS PARAMÉTRICOS REALIZADOS PARA O MODELO DE REFERÊNCIA..... 57

4.1	INTRODUÇÃO AO CASO DE ESTUDO	57
4.1.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS EDIFÍCIOS	57
4.1.1.1	Edifício 1	57
4.1.1.2	Edifício 2	60
4.1.2	CÁLCULO DA MASSA	61
4.1.2.1	Considerações gerais	61
4.1.2.2	Edifício 1	62
4.1.2.3	Edifício 2	62
4.1.3	CÁLCULO DA RIGIDEZ	62
4.1.3.1	Edifício 1	62
4.1.3.2	Edifício 2	63
4.1.4	CÁLCULO DO AMORTECIMENTO	63
4.1.5	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE CONTACTO	63
4.2	SISMOS EM ANÁLISE.....	64
4.2.1	LOMA PRIETA.....	65
4.2.2	KOBE.....	65
4.2.3	NORTHRIDGE	66
4.3	FERRAMENTAS DE CÁLCULO.....	67
4.3.1	PROGRAMA DE MATLAB.....	67
4.3.2	SAP2000.....	68

4.4	ANÁLISE PARAMÉTRICA	68
4.4.1	ESTUDO DE EDIFÍCIOS SEPARADOS	69
4.4.1.1	Sem isolamento de base	69
4.4.1.2	Com isolamento de base.....	70
4.4.2	ESTUDO DA COLISÃO DE EDIFÍCIOS.....	73
4.4.2.1	Sem isolamento de base	73
4.4.2.2	Com isolamento de base.....	76
4.4.3	SÍNTESE	84

5 ESTUDOS PARAMÉTRICOS REALIZADOS PARA UM MODELO GERAL 87

5.1	INTRODUÇÃO	87
5.2	ESTRUTURAS DE REFERÊNCIA	87
5.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA	89
5.3.1	ESTUDO DE EDIFÍCIOS SEPARADOS	89
5.3.1.1	Sem isolamento de base	89
5.3.1.2	Com isolamento de base.....	90
5.3.2	ESTUDO DA COLISÃO DE EDIFÍCIOS.....	91
5.3.2.1	Variabilidade sísmica.....	91
5.3.2.2	Características do betão.....	94
5.3.2.3	Características dos elementos de contacto	94
5.3.2.4	Amortecimento dos edifícios	95
5.3.2.5	Síntese	96

6 CONCLUSÕES 97

6.1	CONCLUSÕES GERAIS	97
6.1.1	ESTUDO BIBLIOGRÁFICO SOBRE A COLISÃO E O ISOLAMENTO DE BASE.....	97
6.1.2	ESTUDO DO MODELO ANALÍTICO UTILIZADO.....	98
6.1.3	ESTUDOS PARAMÉTRICOS	98
6.1.3.1	Modelo de referência.....	98
6.1.3.2	Modelo geral.....	99
6.2	PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	100

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 101

ANEXOS..... 107

ANEXO A: IMPLEMENTAÇÃO EM MATLAB DAS EQUAÇÕES DINÂMICAS PARA DOIS EDIFÍCIOS ADJACENTES DE DOIS GRAUS DE LIBERDADE COM ISOLAMENTO DE BASE..... 109

ANEXO B: PROGRAMA DE MATLAB PARA OBTER A RESPOSTA DE DOIS EDIFÍCIOS ADJACENTES COM DOIS GRAUS DE LIBERDADE SUJEITOS A COLISÃO E COM SISTEMA DE ISOLAMENTO DE BASE 115

ANEXO C: IMPLEMENTAÇÃO EM MATLAB DAS EQUAÇÕES DINÂMICAS PARA DOIS EDIFÍCIOS ADJACENTES DE SEIS GRAUS DE LIBERDADE COM ISOLAMENTO DE BASE..... 125

ANEXO D: QUADROS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA DO MODELO DE REFERÊNCIA 133

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Danos provocados em edifícios em banda devido ao sismo de Loma Prieta	6
Figura 2.2 – Danos provocados pela colisão devido ao sismo de Sishuan a) colapso de uma parte do edifício b) pequenos danos estruturais na divisória dos edifícios (Wang, 2008)	7
Figura 2.3 – Detalhes dos danos na fachada de St. Tuam (Cole <i>et al.</i> , 2011)	8
Figura 2.4 – Mola linear (LESSLOSS, 2007)	10
Figura 2.5 – Modelo Linear Elástico - Relação força-deslocamento (Muthukumar e DesRoches, 2006)	11
Figura 2.6 – Elemento de contacto do Modelo de Kelvin (Cole <i>et al.</i> , 2010)	11
Figura 2.7 – Modelo de Kelvin a) relação força-deslocamento b) relação força-velocidade (Adaptado de Muthukumar e DesRoches, 2006)	12
Figura 2.8 – Modelo de Hertz – Relação força-deslocamento (Muthukumar e DesRoches, 2006)	13
Figura 2.9 – Modelo de Hertz não linear com amortecimento – Relação força-deslocamento (Muthukumar e DesRoches, 2006)	14
Figura 2.10 – Esquema da vista lateral das massas distribuídas (Cole <i>et al.</i> , 2010)	15
Figura 2.11 – Modelo discreto para a interacção solo-estrutura (adaptado de Shakya <i>et al.</i> , 2009) ...	16
Figura 2.12 – Esquema de edifícios com pisos no mesmo nível (Adaptado de Cole <i>et al.</i> , 2010)	17
Figura 2.13 – Esquema de edifícios com pisos desnivelados (adaptado de Cole <i>et al.</i> , 2010)	18
Figura 2.14 – Esquema da planta exemplificando a colisão por torção (adaptado de Cole <i>et al.</i> , 2010)	18
Figura 2.15 – Esquema de edifícios de massas muito diferentes (adaptado de Cole <i>et al.</i> , 2010)	19
Figura 2.16 – Esquema do choque de edifícios de alturas diferentes (adaptado de Cole <i>et al.</i> , 2010)	19
Figura 2.17 – Esquema de edifícios em banda (adaptado de Cole <i>et al.</i> , 2010)	19
Figura 2.18 – Edifícios em alvenaria (adaptado de Cole <i>et al.</i> , 2010)	20
Figura 2.19 – Efeito da redução da frequência própria da estrutura e do aumento do amortecimento nos valores das (a) acelerações e (b) deslocamentos induzidos pela acção sísmica (Figueiredo, 2007)	22
Figura 2.20 – Efeito do aumento do amortecimento crítico do sistema nos valores de (a) deslocamentos e (b) acelerações induzidos pela acção sísmica (Gally e Marioni, 2010)	23
Figura 2.21 – Deformadas padrão de uma estrutura (a) sem isolamento de base e (b) com isolamento de base (Symans, 2010)	24
Figura 2.22 – Intervalos de frequências próprias de estruturas com e sem isolamento (Guereiro, 2007)	24
Figura 2.23 – Influência do solo na eficácia do sistema de isolamento (Symans, 2010)	25
Figura 2.24 – Diferentes localizações do sistema de isolamento (adaptado de Dowrick, 1987)	26

Figura 2.25 – Primeiro sistema de isolamento de base (adaptado de Guerreiro, 2003)	27
Figura 2.26 – Isolamento concebido por Calantarients em 1909 (a) solução geral (b) dispositivos para ligação das condutas ao exterior (adaptado de Guerreiro, 2003)	27
Figura 2.27 – Sistema de isolamento de base (a) bloco de borracha (b) bloco de vidro (adaptado de Guerreiro, 2003)	28
Figura 2.28 - Sistema de isolamento de base – Kroeberg (adaptado de Guerreiro, 2003)	28
Figura 2.29 – Apoio de borracha de alto amortecimento (a) estrutura interna (b) aplicação em obra .	30
Figura 2.30 - Dependência do módulo de distorção e do amortecimento, da borracha de alto amortecimento, relativamente à variação de (a) deformação a $T=23\text{ }^{\circ}\text{C}$ (b) temperatura a $\gamma=100\%$ (Burtscher e Dorfmann, 2004)	31
Figura 2.31 - (a) Resposta da borracha de alto amortecimento ao corte simples (Burtscher e Dorfmann, 2004) (b) relação força-deslocamento de um apoio HDRB sob ensaio cíclico de corte (Ballantyne <i>et al.</i> , 2002).....	32
Figura 2.32 - Aparelho isolador HDRB submetido a 260% de distorção (Giuliani, 2002).....	33
Figura 2.33 - Modelo esquemático do funcionamento de um apoio HDRB e expressão da força desenvolvida no apoio (Matsagar e Jangid, 2005).....	33
Figura 2.34 - Estrutura interna de um apoio de borracha com núcleo de chumbo	34
Figura 2.35 - (a) Comportamento mecânico do chumbo, borracha natural e do apoio LRB para ações de corte (b) relação força-deslocamento de um apoio LRB sob ensaio cíclico de corte (Ballantyne <i>et al.</i> , 2002).....	35
Figura 2.36 - Modelo esquemático do funcionamento de um apoio LRB e expressão da força desenvolvida no apoio para a fase elástica e plástica (adaptado de Matsagar e Jangid, 2005).....	36
Figura 2.37 - Aparelho de apoio FPS (Earthquake Protection System, 2003).....	36
Figura 2.38 - Principais componentes de um apoio FPS (Zayas e Mahin, 1988) e movimentação do aparelho (Earthquake Protection Systems, 2003).....	37
Figura 2.39 - Movimento de uma estrutura isolada com apoios FPS (Earthquake Protection Systems, 2003).....	37
Figura 2.40 - Relação força-deslocamento característicos de um apoio FPS quando submetido a carregamentos laterais (Earthquake Protection Systems, 2003).....	38
Figura 2.41 - Modelo esquemático do funcionamento de um apoio FPS e expressão da força desenvolvida no apoio para a fase estática e dinâmica (Figueiredo, 2007)	39
Figura 2.42 - Diagrama de corpo livre de um apoio FPS (Mosqueda <i>et al.</i> , 2004).....	40
Figura 2.43 - Complexo integrado de saúde, Benfica – Hospital da Luz e residência da terceira idade (Azevedo e Guerreiro, 2007)	41
Figura 2.44 - Foothill Communities Law and justice Center – o primeiro edifício com isolamento de base nos EUA, 1985 (Guerreiro, 2003)	41
Figura 2.45 - U.S. Court of Appeals, San Francisco (a) pormenor do apoio FPS, (b) edifício com isolamento de base (Symans, 2010).....	42

Figura 2.46 - (a) Edifício da Telecom em fase construtiva (b) detalhe dos apoios HDRB utilizados (Marioni A., 1998).....	42
Figura 2.47 – Aeroporto Ataturk.....	42
Figura 2.48 - Modelo de massas concentradas de dois edifícios sujeitos a colisão, com isolamento de base.....	44
Figura 3.1 - Diagrama de dois edifícios adjacentes com 2GL de base fixa.....	46
Figura 3.2 – Diagrama da massa concentrada m_{11} para o modelo de base fixa.....	47
Figura 3.3 - Diagrama da massa concentrada m_{12} para o modelo de base fixa.....	47
Figura 3.4 - Diagrama da massa concentrada m_{21} para o modelo de base fixa.....	47
Figura 3.5 - Diagrama da massa concentrada m_{22} para o modelo de base fixa.....	47
Figura 3.6 - Diagrama de edifício de 2GL com sistema de isolamento de base	50
Figura 3.7 - Diagrama da massa concentrada m_{12} para o modelo de base isolada.....	51
Figura 3.8 - Diagrama da massa concentrada m_{11} para o modelo de base isolada.....	51
Figura 3.9 - Diagrama da massa concentrada M_{B11} para o modelo de base isolada	51
Figura 3.10 - Diagrama do sistema de colisão entre dois edifícios com isolamento de base de 2GL .	53
Figura 3.11 - Diagrama do sistema de colisão entre dois edifícios com isolamento de base de 6GL .	56
Figura 4.1 – Planta do edifício 1.....	58
Figura 4.2 – Planta do edifício 2.....	60
Figura 4.3 – Elemento de contacto do Modelo de Kelvin (LESSLOSS, 2007)	64
Figura 4.4 – Acelerograma do sismo de Loma Prieta.....	65
Figura 4.5 - Acelerograma do sismo de Kobe.....	66
Figura 4.6 - Acelerograma do sismo de Northridge	66
Figura 4.7 – Edifício 1 inserido no SAP2000	68
Figura 4.8 – Variação do máximo deslocamento do 2º piso para coeficientes de atrito diferentes	71
Figura 4.9 - Variação do máximo deslizamento da base para coeficientes de atrito diferentes	71
Figura 4.10 - Variação do corte basal para coeficientes de atrito diferentes.....	72
Figura 4.11 – Variação da força de impacto para diferentes distâncias entre edifícios	74
Figura 4.12 - Variação do número de impactos para diferentes distâncias entre edifícios	74
Figura 4.13 - Variação dos deslocamentos para diferentes distâncias entre edifícios.....	75
Figura 4.14 - Variação do corte basal para diferentes distâncias entre edifícios	76
Figura 4.15 – Variação da força de impacto máxima.....	79
Figura 4.16 - Variação dos deslocamentos para vários coeficientes de atrito	80
Figura 4.17 – Variação da força de impacto para vários coeficientes de atrito	81
Figura 4.18 - Variação do corte basal para vários coeficientes de atrito	81

Figura 4.19 – Gráficos extraídos do programa de MATLAB, com a variação dos deslocamentos do 2º Piso.....	82
Figura 4.20 - Variação do instante da força de impacto máxima para diferentes coeficientes de atrito	82
Figura 4.21 – Variação da força de impacto máxima quando os edifícios estão afastados 2 cm	83
Figura 5.1 – Gráfico da variação da força de impacto máxima para os três sismos em estudo	92
Figura 5.2 - Gráfico da variação do número de impactos para os três sismos em estudo	93
Figura 5.3 - Gráfico da variação das forças de corte basal nos dois edifícios, para os três sismos em estudo	93

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Propriedades mecânicas da borracha de alto amortecimento (Burtscher e Dorfmann, 2004)	30
Quadro 4.1 – Resultado obtido para o edifício 1, sem isolamento de base	69
Quadro 4.2 – Resultado obtido para o edifício 2, sem isolamento de base	70
Quadro 4.3 – Comparação dos resultados do Edifício 1 entre MATLAB e SAP2000	70
Quadro 4.4 – Comparação dos deslocamentos do segundo piso do edifício 1, sem e com isolamento de base	73
Quadro 4.5 - Resultado obtido para a colisão entre edifícios sujeitos a diferentes sismos.....	73
Quadro 4.6 – Resultado para o choque entre edifícios espaçados de 2 cm, quando apenas o edifício 1 tem isolamento de base, ocorrendo o sismo de Loma	77
Quadro 4.7 - Resultado para o choque entre edifícios espaçados de 4 cm, quando apenas o edifício 1 tem isolamento de base, ocorrendo o sismo de Loma	78
Quadro 4.8 - Resultado para o choque entre edifícios espaçados de 2 cm, quando apenas o edifício 1 tem isolamento de base, ocorrendo o sismo de Northridge	78
Quadro 4.9 - Resultado para o choque entre edifícios espaçados de 4 cm, quando apenas o edifício 1 tem isolamento de base, ocorrendo o sismo de Northridge	79
Quadro 4.10 – Síntese dos estudos realizados para o sismo de Northridge, quando o coeficiente de atrito é de 0,3 e a distância entre edifícios de 2 cm.....	84
Quadro 4.11 - Síntese dos estudos realizados para o sismo de Northridge, quando o coeficiente de atrito é de 0,3 e a distância entre edifícios de 4 cm.....	85
Quadro 5.1 – Resultado obtido para a actuação dos sismos com picos de aceleração diferentes	89
Quadro 5.2 - Resultado obtido para a actuação dos sismos escalados para a zona de Lisboa.....	90
Quadro 5.3 – Estudo paramétrico com o intuito de analisar a variabilidade do sismo, quando ambos os edifícios apresentam coeficiente de atrito de 0,1	91
Quadro 5.4 - Resultado obtido para a colisão entre edifícios com o intuito de estudar a variabilidade temporal dos sismos	92
Quadro 5.5 - Estudo paramétrico com o intuito de analisar as características do betão	94
Quadro 5.6 - Estudo paramétrico com o intuito de analisar as características dos elementos de contacto	95
Quadro 5.7 - Estudo paramétrico com o intuito de analisar o amortecimento dos edifícios	95
Quadro 5.8 – Síntese de resultados para o estudo da colisão	96

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Para clareza de exposição, no texto proceder-se-á à descrição de cada notação ou símbolo simultaneamente com a sua primeira utilização. A seguinte lista é apresentada por ordem alfabética.

SÍMBOLOS

A_c	Área da secção de betão
a_i	Parâmetro que define a existência de deslizamento do edifício i
B_i	Base do edifício i
B_{i1}	Base da superestrutura do edifício i quando este tem isolamento de base
B_{i0}	Base da fundação do edifício i quando este tem isolamento de base
c_{ij}	Amortecimento do piso j do edifício i
c_k	Coefficiente de amortecimento do elemento de contacto para o modelo de Kelvin
$\hat{c}_h$	Coefficiente de amortecimento do elemento de contacto para o modelo de Hertz não linear com amortecimento
c_h não linear	Coefficiente de amortecimento do elemento de contacto para o modelo visco elástico não linear
$c_{ij,ij}$	Amortecimento do elemento de contacto ao nível do piso j
d	Altura da viga
$d_{ij,ij}$	Distância entre os edifícios ao nível do piso j
E	Módulo de elasticidade do betão
e	Coefficiente de restituição
F	Força de colisão
F_c	Força de impacto
F_{ij}	Forças laterais
F_{fi}	Força de atrito do edifício i
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de betão
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
G_K	Cargas permanentes
Q_K	Sobrecargas
g	Aceleração da gravidade
g_p	Distância entre corpos
h_{ij}	Altura do piso j do edifício i
h	Intervalo de tempo do sismo

i	Nomenclatura do edifício
j	Nomenclatura do piso
K	Rigidez horizontal do sistema de isolamento
K_{lateral}	Rigidez lateral do apoio
k	Rigidez axial total do diafragma
k_{ij}	Rigidez do piso j do edifício i
k_k	Rigidez da mola do elemento de contacto para o Modelo de Kelvin
k_h	Rigidez da mola do elemento de contacto para o Modelo de Hertz
k_1	Rigidez da mola do elemento de contacto para o Modelo Linear Elástico
L_i	Largura dos pilares quadrados do edifício i
l	Comprimento da viga
M	Massa total da superestrutura
M_{Bi0}	Massa da base da fundação do edifício i
M_{Bi1}	Massa da base da superestrutura do edifício i quando o edifício tem isolamento de Base
m	Massa total do diafragma
m_1	Massa do corpo 1
m_2	Massa do corpo 2
m_{ij}	Massa do piso j do edifício i
N_{ed}	Esforço axial de cálculo
n_i	Número de pilares do edifício i
P	Carga vertical suportada pelo apoio
p	Carga distribuída
R	Raio de curvatura da superfície esférica
$s_{ij,ij}$ analítico	Rigidez do elemento de contacto para o modelo de Kelvin apresentado no modelo analítico
$sgn(\dot{u})$	Sinal da velocidade de deslizamento
t_0	Tempo de duração do sismo
V_1	Velocidade inicial da massa 1
V_2	Velocidade inicial da massa 2
V'_1	Velocidade após o impacto da massa 1
V'_2	Velocidade após o impacto da massa 2
v	Velocidade do impacto
u	Deslocamento de deslizamento

$\dot{u}$	Velocidade de deslizamento
x_{ij}	Deslocamento absoluto do piso j do edifício i
$\dot{x}_{ij}$	Velocidade absoluta do piso j do edifício i
$\ddot{x}_{ij}$	Aceleração absoluta do piso j do edifício i
x_{Bi0}	Deslocamento da fundação do edifício i
$\dot{x}_{Bi0}$	Velocidade da fundação do edifício i
$\ddot{x}_{Bi0}$	Aceleração da fundação do edifício i
x_{Bi1}	Deslocamento relativo da base do edifício i (considerado individualmente isolado)
$\dot{x}_{Bi1}$	Velocidade relativa da base do edifício i (considerado individualmente isolado)
$\ddot{x}_{Bi1}$	Aceleração relativa da base do edifício i (considerado individualmente isolado)
$x_{ij,Bi}$	Deslocamento relativo do piso j do edifício i em relação à base do edifício
$\dot{x}_{ij,Bi}$	Velocidade relativa do piso j do edifício i em relação à base do edifício
$\ddot{x}_{ij,Bi}$	Aceleração relativo do piso j do edifício i em relação à base do edifício
$x_{Bi1,Bi0}$	Deslocamento relativo da base do edifício i em relação à fundação
$\dot{x}_{Bi1,Bi0}$	Velocidade relativo da base do edifício i em relação à fundação
$\ddot{x}_{Bi1,Bi0}$	Aceleração relativa da base do edifício i em relação à fundação
$\ddot{x}_B$	Aceleração do solo
δ	Deslocamento relativo entre dois corpos
$\dot{\delta}$	Velocidade relativa entre dois corpos
γ_m	Coeficiente que tem em conta a acção do momento
ξ	Factor de amortecimento relativamente ao amortecimento crítico do elemento de contacto do Modelo de Kelvin
ξ_i	Factor de amortecimento do edifício i
ξ_h	Factor de amortecimento do elemento de contacto para o modelo de Hertz não linear com amortecimento
ξ_h linear	Factor de amortecimento do elemento de contacto para o modelo visco elástico não linear
μ	Coeficiente de atrito
μ_i	Coeficiente de atrito do isolamento de base do edifício i
τ_y	Tensão tangencial de plastificação
ψ_2	Coeficiente da sobrecarga

ABREVIATURAS

MATLAB	MATrix LABoratory
2GL	dois graus de liberdade
6GL	seis graus de liberdade
IB	Isolamento de Base
EC2	Eurocódigo 2
EC8	Eurocódigo 8
HDRB	High Damping Rubber Bearings
LRB	Lead Rubber Bearings
FPS	Friction Pendulum System
RSA	Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
PGA	Peak Ground Acceleration

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A evolução dos tempos conduz a que, cada vez mais, a conjugação do avanço tecnológico na engenharia com a necessidade de encontrar uma solução para a explosão demográfica nas grandes cidades propicie a uma construção de edifícios cada vez mais próximos. O desenvolvimento da tecnologia dá azo ao aparecimento de novos métodos que possibilitem a construção de edifícios cada vez mais próximos.

Com o aumento da proximidade, torna-se crucial atender à influência das acções horizontais na concepção do sistema estrutural. Esse sistema deve ser o suficientemente capaz de suportar todas as acções impostas ao edifício, deve garantir um controlo estrito das deformações e, simultaneamente, manter uma componente económica.

Porém, os novos materiais e as evoluções nos modelos de cálculo levam à adopção de sistemas estruturais que conduzem a edifícios cada vez mais esbeltos e flexíveis, tornando-os portanto mais sensível às acções horizontais.

Das acções horizontais que actuam nas estruturas de edifícios próximos, a acção do sismo assume uma relevância fundamental em que as forças conduzem a fenómenos dinâmicos importantes. Um sismo pode provocar movimentos bruscos no terreno, que são transferidos para a estrutura através da sua fundação. O movimento do solo durante o sismo é normalmente definido por uma história do tempo da aceleração do solo e pode ser obtido através de um sismógrafo.

Em zonas urbanas, em que os edifícios se encontram muito próximos uns dos outros, os movimentos bruscos da fundação devido ao sismo, podem provocar a colisão das diferentes estruturas, resultando daí graves danos, ou mesmo o seu colapso. Estes problemas, só tiveram atenção nos regulamentos de dimensionamento de estruturas a partir de 1950. Este assunto teve muito mais destaque após o sismo de San Fernando em 1971 onde se observaram danos muito graves nas estruturas devido a colisão entre os edifícios (Bertero, 1973 e Mahin, 1976). O sismo ocorrido em 1985 na Cidade do México pode ter sido o maior da história neste tipo de danos causados pelo deslocamento da terra.

Para reduzir a resposta de uma estrutura à excitação do sismo, vários tipos de sistemas de dispositivos com isolamento de base têm sido propostos. Uma abordagem é modificar a fundação de um edifício, introduzindo uma camada de material que tem uma rigidez lateral muito baixa, aumentando assim o período natural de vibração da estrutura, e reduz a frequência própria da estrutura. Outra técnica que seja eficaz em estruturas de adaptação, é o uso de uma superfície de fricção localizado entre a base e a superestrutura. Uma vez instalado, isso permite que a estrutura deslize sobre a sua fundação, durante o

movimento do solo. A utilização da superfície de atrito reduz a força de cisalhamento da base transferida para a estrutura, e consequentemente, reduz o deslocamento dos andares em relação à base, e as forças internas produzidas na estrutura diminuem. Este sistema de atrito pode ser projectado para permitir o deslizamento da estrutura somente durante os sismos muito fortes.

1.2 MOTIVAÇÃO PARA O TRABALHO

A colisão entre edifícios aquando da ocorrência de um sismo, representa um problema estrutural dos edifícios, devido às enormes forças de impacto transmitidas e à consequente alteração do seu desempenho dinâmico.

Visto que em Portugal este tema ainda não foi alvo de reflexão e análise, e pelo seu grau de exigência e complexidade, a compreensão e desenvolvimento deste tema é um desafio estimulante para um engenheiro de estruturas. Neste sentido e após um longo período de aprendizagem de princípios e bases de engenharia, pretendeu-se essencialmente com este trabalho, o desenvolvimento de um modelo matemático, através do qual foi adaptado um programa em MATLAB, com objectivo de analisar a colisão entre edifícios com sistemas de isolamento de base por atrito de deslizamento.

Procurou-se, para além de compreender o fenómeno de colisão a que os edifícios estão sujeitos perante a acção sísmica, analisar e compreender as possíveis vantagens e consequências dinâmicas da aplicação do isolamento de base.

Tendo em conta o âmbito do trabalho, atendendo á complexidade desta acção e face ao tempo disponível pela elaboração do mesmo, foi proposto dar especial atenção ao efeito do isolamento de base na colisão entre dois edifícios, sem se proceder ao seu dimensionamento final.

1.3 OBJECTIVOS E DESCRIÇÃO SUMÁRIA DO TRABALHO

Este trabalho teve, como um primeiro objectivo, a descrição e compreensão de conceitos fundamentais no que respeita à colisão entre edifícios provocada por um sismo, bem como à aplicação do isolamento de base num edifício. Mas o objectivo fundamental deste trabalho, é especialmente o desenvolvimento de um modelo matemático que envolva as duas situações, e a sua aplicação na adaptação de um programa de MATLAB.

Os estudos realizados são aplicados em dois casos de estudo diferentes, edifícios de dois e seis graus de liberdade, sendo analisadas e comparadas as respostas obtidas com os diversos procedimentos propostos. Tendo em vista a mitigação dos efeitos dinâmicos provocados pelo sismo, é considerado um sistema de isolamento de base.

Neste contexto, o presente trabalho é constituído por um conjunto de seis capítulos, limitando-se o primeiro destes a uma breve introdução e descrição dos objectivos do trabalho.

No segundo capítulo são exibidos os fundamentos teóricos necessários à realização deste trabalho, encontrando-se dividido em três partes. Começa-se por abordar algum estado da arte sobre a colisão sísmica, enumerando e explicitando os diversos modelos existentes de colisão sísmica. A segunda parte é dedicada ao isolamento de base, esclarecendo de uma forma sucinta as suas vantagens e os principais dispositivos de isolamento sísmico. Por fim é apresentado o pouco do estado de arte existente sobre a colisão sísmica entre edifícios com isolamento de base.

O terceiro capítulo apresenta o modelo analítico desenvolvido para o estudo da colisão de edifícios com isolamento de base, através de um modelo de massas concentradas, para um sistema de dois graus de liberdade, e a explicitação da fácil transposição para um sistema de seis graus de liberdade. Sendo que, através deste modelo foi adaptado um programa em MATLAB para resolver o sistema de dois e seis graus de liberdade.

Uma vez expostos os fundamentos teóricos necessários à realização deste trabalho, o quarto capítulo faz inicialmente uma descrição e pré dimensionamento dos edifícios de dois graus de liberdade a analisar, sendo de seguida realizado um estudo paramétrico com a aplicação de três sismos diferentes nos edifícios (Loma Prieta, Kobe e Northridge), para promover uma análise profunda dos efeitos do isolamento de base, num edifício isolado e em edifícios sujeitos a colisão. Para comparação dos resultados e sua calibração foi usada a ferramenta de cálculo automático SAP2000, para analisar dinamicamente o edifício pré dimensionado sem isolamento de base, sujeito aos três sismos.

O quinto capítulo aborda a fácil adequação do programa de dois graus de liberdade para seis graus de liberdade, onde se realizam diversos estudos paramétricos, essencialmente sobre o fenómeno da colisão. Foi analisada a influência de diversos parâmetros, no estudo do choque entre edifícios, com especial atenção para a variabilidade temporal do sismo.

Finalmente, no capítulo seis são estabelecidas as conclusões acerca do trabalho elaborado assim como algumas considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

2

A COLISÃO E O ISOLAMENTO DE BASE

2.1 COLISÃO ENTRE EDIFÍCIOS

A colisão sísmica de edifícios é definida como o choque entre edifícios adjacentes durante a ocorrência de um sismo. A principal razão para o impacto sísmico é a insuficiente separação entre os prédios. O fenómeno tem sido observado principalmente em edifícios antigos.

Nos últimos vinte anos fizeram-se muitas pesquisas sobre a colisão entre edifícios, mas quase todos estes trabalhos de investigação científica foram melhorados por estudos posteriores.

A caracterização física do choque entre edifícios é de observabilidade muito dispendiosa e a sua caracterização analítica muito complexa (Anagnostopoulos, 1988).

O choque entre edifícios é um fenómeno que envolve deformações plásticas em certos pontos de contacto, fissuras, esmagamento e fracturas devido às elevadas energias de impacto que ocorrem. Forças criadas pela colisão são aplicadas (activas), e removidas durante um curto intervalo de tempo, onde se iniciam ondas de tensão que se propagam para longe da região de contacto. O processo de transferência de energia durante o impacto é de difícil análise.

Apesar da sua complexidade, o fenómeno da colisão entre edifícios durante um sismo, é apenas nos últimos anos intensivamente estudado e avaliado, aplicando para o seu estudo vários modelos estruturais usados em diferentes modelos de colisão.

Existem em todo o mundo inúmeros edifícios susceptíveis de sofrer colisão caso ocorram sismos, principalmente em áreas urbanas, onde se aproveita o solo ao máximo para a construção de edifícios, este problema existe essencialmente porque os regulamentos mais antigos não definem orientações para evitar a colisão. Este fenómeno pode ser atenuado de forma eficaz, mas pouco económica, através do dimensionamento do afastamento suficiente entre os edifícios, para que no caso de acontecer um sismo de características expectáveis, não haja contacto entre os dois edifícios adjacentes, no entanto, há enormes dificuldades em implementar esta medida devido ao elevado custo do terreno nos grandes centros urbanos. Outra forma de atenuar os efeitos da colisão é o uso de dissipadores de energia.

2.1.1 DANOS PROVOCADOS PELA COLISÃO

As investigações do passado e os danos provocados por sismos recentes ilustraram o grande problema que é a colisão entre edifícios.

Significativos danos em edifícios têm sido observados nos locais relativamente perto do epicentro. Esta destruição tem como principal causa a colisão entre edifícios adjacentes que, devido às características dinâmicas destes, ficam fora de fase tornando insuficiente a distância de separação entre eles. Alternativamente o sistema de dissipação de energia é incapaz de acomodar os movimentos relativos dos edifícios, levando à sua danificação.

Dos vários sismos recentes, este estudo destaca, essencialmente os danos do choque entre edifícios em três sismos diferentes, são eles o Loma Prieta, Sichuan e Canterbury.

2.1.1.1 Loma Prieta

O sismo de Loma Prieta, também conhecido como o terramoto de 89, atingiu a Baía de São Francisco da Califórnia, em 17 de Outubro de 1989, (ver Figura 2.1). Causado por um deslizamento ao longo da falha de Santo André, o tremor durou entre 10 a 15 segundos e foi medido o valor de 6.9 na escala de Richter. O sismo matou 63 pessoas em todo o norte da Califórnia.

Após este sismo verificaram-se diferentes padrões de estragos provocados pela colisão, que foram alvo de pesquisa. Esses padrões foram classificados em quatro tipos de danos (Kasai *et al.*, 1996):

Tipo 1- Colisão contribuiu para a maioria dos danos estruturais. Edifícios ficaram inutilizáveis até reparação dos danos.

Tipo 2- Colisão levou à falha e consequente queda de partes do edifício. A falha do edifício foi provocada directamente pelo impacto dos edifícios e/ou devido a elevadas acelerações geradas pela colisão.

Tipo 3- Colisão conduziu à perda da funcionalidade do edifício. Este tipo difere do primeiro porque danos estruturais importantes não estão envolvidos.

Tipo 4- Este é o caso em que a colisão apenas causou alguns danos arquitecturais, ou mesmo estruturais, mas em escala reduzida. O edifício continua em uso mas precisa de algumas reparações estéticas.



Figura 2.1 – Danos provocados em edifícios em banda devido ao sismo de Loma Prieta

As pesquisas efectuadas, com a ajuda de inspecções no local, e dados fornecidos por engenheiros, revelaram aspectos fundamentais para o desenvolvimento da colisão sísmica. Os dados e conclusões expostos a seguir ajudaram a análise de outros sismos que ocorreram posteriormente a este.

- Danos devido a colisão foram maioritariamente em áreas urbanas, e em edifícios construídos antes de 1930.
- Colisão ao nível dos pilares provocou danos gravíssimos.
- Maioria dos casos envolveu edifícios em alvenaria antigos.
- Nas construções efectuadas em fundações de solos moles, verificam-se mais danos do que em fundações de solo duro.
- Edifícios com irregularidades estruturais, sofreram rotação devido à acção sísmica provocando colisão de canto.
- Edifícios mais antigos sofreram danos do tipo 1 e 2 enquanto edifícios mais recentes sofreram danos do tipo 3 e 4.
- É importante desenvolver métodos de atenuação da colisão entre edifícios.

2.1.1.2 Sichuan

O sismo de Sichuan ocorreu em 2008 na China, e é também conhecido como o terramoto de Wenchuan, isto porque foi o local onde ocorreu o seu epicentro, foi medida a intensidade de 7,9 na escala de Richter e teve a duração de dois minutos. Provocou aproximadamente 69 mil mortos e 374 mil feridos, deixando um elevado rasto de destruição por toda a zona, quase 80% dos edifícios foram destruídos.

A colisão entre edifícios foi um dos fenómenos causadores dessa destruição, como se pode ver na Figura 2.2 os edifícios foram sujeitos a elevados impactos, mas neste caso não suficiente para provocar a derrocada dos mesmos. Na Figura 2.2 (a), verifica-se o colapso de parte da construção, e na 2.2 (b), apenas se verificam pequenos danos estruturais na divisória dos edifícios (Wang, 2008).

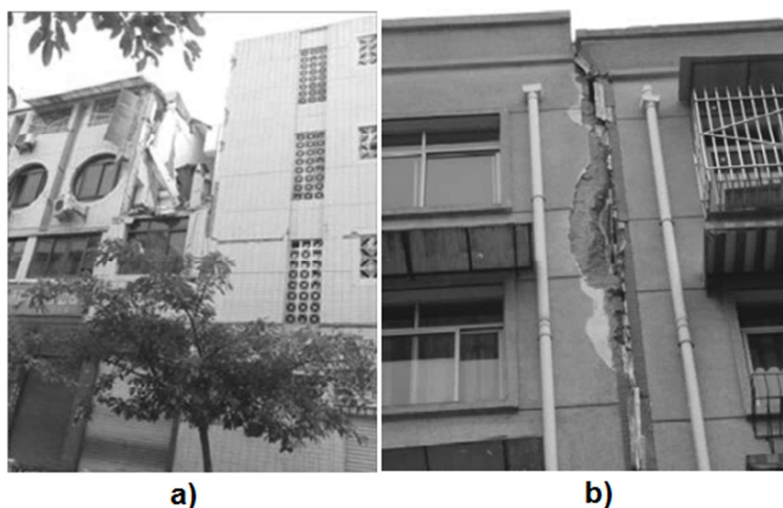


Figura 2.2 – Danos provocados pela colisão devido ao sismo de Sishuan a) colapso de uma parte do edifício b) pequenos danos estruturais na divisória dos edifícios (Wang, 2008)

2.1.1.3 Canterbury

O terramoto de Canterbury também conhecido como o terramoto de Christchurch ou terramoto de Darfield, obteve a magnitude de 7,1 na escala de Richter, que atingiu a Ilha Sul da Nova Zelândia dia 4 de Setembro de 2010. O tremor causou danos generalizados e quedas de energia, em particular na cidade de Christchurch, a segunda maior cidade da Nova Zelândia.

Neste sismo, os danos em estruturas relativamente bem construídas, foram essencialmente devido á colisão de edifícios, observando-se essencialmente no interior dos imóveis a fase inicial dos mecanismos de colapso (Cole *et al.*, 2011). A Figura 2.3 mostra pequenos danos provocados pela colisão no exterior dos edifícios.

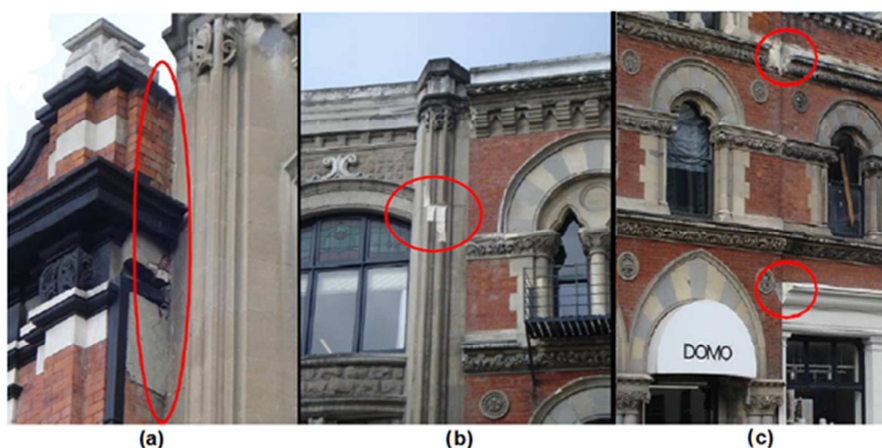


Figura 2.3 – Detalhes dos danos na fachada de St. Tuam (Cole *et al.*, 2011)

O dano da Figura 2.3 (a) é considerado particularmente perigoso, pois poderia causar a separação completa da fachada frontal e da parede interface perpendicular à rua. Esse dano aumenta consideravelmente a hipótese da parede falhar, e entrar em cedência.

Os danos da fachada observados na Figura 2.3 (b) e (c) são menores, as componentes estruturais ficaram intactas, observando apenas alguns danos secundários não significativos.

Os danos observados nas edificações acima mencionadas não são atribuídos à geometria irregular, apesar de um edifício estar localizado na esquina de duas ruas. A susceptibilidade destes edifícios é atribuída á sua construção em alvenaria antiga (Cole *et al.*, 2011).

2.1.2 MODELAÇÃO

Sendo a colisão entre edifícios um fenómeno bastante complexo, é apenas nos últimos anos investigado e avaliado veemente, utilizando e aplicando para o seu estudo diferentes modelos. Existem diferentes tipos de choque, sendo os mais abordados o choque piso-piso, piso-pilar e o choque devido á torção do edifício. Em termos de modelação o mais estudado é sem dúvida o choque piso-piso, isto porque é o que ocorre com mais frequência nos tremores de terra. Por isso nos últimos anos tem sido alvo de vários estudos, surgindo assim várias modelações numéricas possíveis, que são apresentadas de seguida.

Os modelos estruturais dos edifícios incidem na sua representação por um diafragma rígido ao nível de cada piso de cada edifício, isto tanto para um nó simples como para um conjunto de nós (Mouzakis e Papadrakakis, 2004; Muthukumar e Desroches, 2006), e nos quais se incorporam diferentes modelos numéricos de choque.

2.1.2.1 Modelo usando “stereo mechanics”

Os estudos realizados para analisar o choque requerem, invariavelmente, um método para representar o contacto entre os edifícios. Nas primeiras pesquisas era usada a teoria de “stereo mechanics”, sendo actualmente um método pouco utilizado.

Este modelo determina a velocidade de colisão das massas concentradas quando ocorre o contacto, considerando a conservação de momento durante a duração do impacto.

Uma vez que esta não é uma abordagem baseada em força, o efeito do impacto é contabilizado pelo ajuste da velocidade dos corpos que colidem, como mostram as equações (2.1) e (2.2) (Goldsmith, 1960).

$$V'_1 = V_1 - (1 + e) \frac{m_2}{m_2 + m_1} (V_1 - V_2) \quad (2.1)$$

$$V'_2 = V_2 - (1 + e) \frac{m_1}{m_2 + m_1} (V_2 - V_1) \quad (2.2)$$

Em que:

m_1	Massa do corpo 1
m_2	Massa do corpo 2
V_1	Velocidade inicial da massa 1
V_2	Velocidade inicial da massa 2
V'_1	Velocidade após o impacto da massa 1
V'_2	Velocidade após o impacto da massa 2
e	Coefficiente de restituição

O coeficiente de restituição é definido como a relação de velocidade de separação dos corpos após o impacto com a velocidade antes do impacto, como mostra a equação (2.3), (Goldsmith, 1960).

$$e = \frac{V'_2 - V'_1}{V_1 - V_2} \quad (2.3)$$

Se o coeficiente de restituição for um, a colisão é completamente elástica, se for zero a colisão é plástica e as duas massas ficam com a mesma velocidade final, permanecendo em contacto.

Contudo, este modelo apresenta dois inconvenientes:

- As equações são aplicadas quando ocorre o contacto e assim o instante de colisão é modelado. Isto significa que a força de contacto, a aceleração do piso e a duração do contacto não podem ser determinados;
- Este método não pode ser incorporado facilmente em programas de análise passo a passo no domínio do tempo. Normalmente requer que o código do programa seja alterado visto que as velocidades nodais são actualizadas pelas equações (2.1) e (2.2).

2.1.2.2 Modelos usando elementos de contacto

Existem vários modelos onde são usados elementos de contacto, pois podem ser directamente incorporados em programas com análise de desempenho temporal, os elementos de contacto usados são a mola e o amortecedor, utilizados separadamente ou em simultâneo, como se pode verificar nos diversos modelos apresentados a seguir.

Modelo Linear Elástico

Este modelo considera como elemento de contacto uma simples mola linear, (ver Figura 2.4) de rigidez k_1 , sendo usado para simular a força de impacto na colisão de dois edifícios, com uma determinada distância inicial entre eles (g_p).

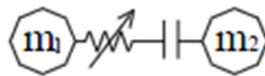


Figura 2.4 – Mola linear (LESSLOSS, 2007)

A força de impacto ao longo do tempo (t) é expressa pela equação (2.4).

$$F_c(t) = k_1 * \delta(t) \quad (2.4)$$

Em que:

$\delta(t)$ Deslocamento relativo entre os dois corpos

O gráfico da Figura 2.5 evidencia a relação entre a força de impacto com o deslocamento dos corpos, variando de forma linear. Esta abordagem é relativamente simples e pode ser facilmente implementada em *software* comercial.

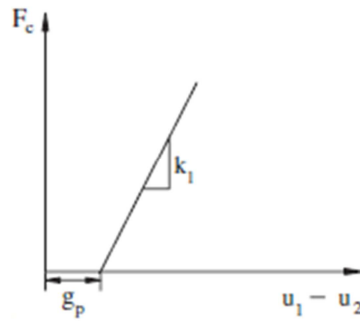
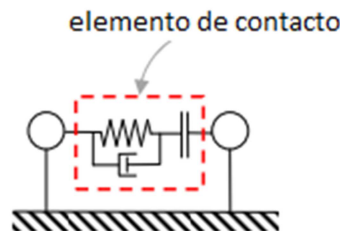


Figura 2.5 – Modelo Linear Elástico - Relação força-deslocamento (Muthukumar e DesRoches, 2006)

Modelo de Kelvin

O Modelo de Kelvin é representado por uma mola linear em paralelo com um amortecedor, como mostra a Figura 2.6. É amplamente usado em vários estudos, ao longo dos últimos anos, [Anagnostopoulos, 1988; Wolf e Skrikerud, 1979; Jankowski, 2004].

A rigidez da mola de impacto (k_k), é tipicamente grande, e é representada no modelo numérico no ponto de contacto do choque, como este modelo é apenas utilizado para a colisão piso-piso, então a mola será colocada a meio da espessura da laje do edifício. A constante associada ao amortecimento (c_k), determina o valor da energia dissipada durante o impacto.


 Figura 2.6 – Elemento de contacto do Modelo de Kelvin (Cole *et al.*, 2010)

A força do elemento de contacto pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$F_c(t) = k_k * \delta(t) + c_k * \dot{\delta}(t) \quad (2.5)$$

Em que:

$\dot{\delta}(t)$ Velocidade relativa entre os dois corpos

A Figura 2.7 indica a relação força-deslocamento e força-velocidade deste modelo.

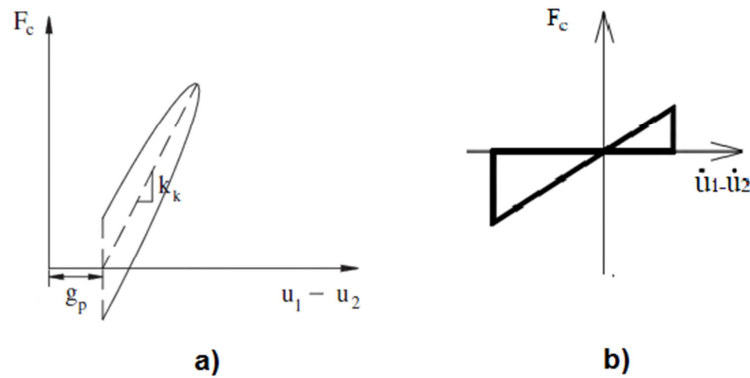


Figura 2.7 – Modelo de Kelvin a) relação força-deslocamento b) relação força-velocidade (Adaptado de Muthukumar e DesRoches, 2006)

Uma grande vantagem deste modelo é que o coeficiente de amortecimento (c_k), pode ser relacionada com o coeficiente de restituição (e), através da equação (2.6), este coeficiente é uma medida da plasticidade na colisão (Anagnostopoulos, 2004).

$$c_k = 2\xi \sqrt{k_k \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (2.6)$$

Onde,

$$\xi = -\frac{\ln e}{\sqrt{\pi^2 + \ln^2 e}} \quad (2.7)$$

Em que:

ξ Factor de amortecimento relativamente ao amortecimento crítico do elemento de contacto do Modelo de Kelvin

Os valores recomendados de e estão entre 0,4 e 1, no entanto o valor mais utilizado é 0,65 (Conoscente, 1992 e Shakya, 2009). Recentes trabalhos experimentais mostraram que este valor depende da velocidade relativa de colisão (Jankowski, 2010).

Segundo Jankowski (2005), para a colisão de duas massas concentradas o valor da rigidez da mola de contacto é de 93500 kN/m.

A dedução destas equações e a calibração dos outros elementos foram baseadas no pressuposto de uma configuração com massas concentradas, logo estes elementos apenas são válidos para diafragmas rígidos (Anagnostopoulos, 2004).

A desvantagem deste modelo é que a componente de viscosidade está activa com o mesmo coeficiente de amortecimento, durante o tempo total da colisão. Isso resulta numa dissipação uniforme durante os períodos de restituição, o que não é totalmente coerente com a realidade (Goldsmith, 1960). Além disso, este modelo exhibe um salto inicial dos valores da força de impacto, no momento da colisão, isto deve-se ao amortecimento a prazo. A força de amortecimento causa ainda forças de impacto negativas que após a colisão, os corpos têm a tendência a ficar juntos (Komodromos *et al.*, 2007).

Modelo de Hertz

Outro método popular para representar a colisão é o Modelo de Hertz, em que é adoptada uma mola de impacto não linear. A força de impacto é calculada pela equação seguinte.

$$F_c(t) = k_h * \delta(t)^n \quad (2.8)$$

O valor da rigidez da mola k_h , depende das propriedades e geometria dos materiais.

O uso da lei de Hertz tem um apelo intuitivo na modelação de estruturas, isto porque com o aumento da força de impacto é lógico que aumente também a área de contacto, levando a uma rigidez não linear, que se evidencia na fórmula de Hertz com o coeficiente n . Este coeficiente é por norma 2/3 (Kun *et al.*, 2009).

A relação força-deslocamento é evidenciada no gráfico da Figura 2.8, mostrando a sua não linearidade.

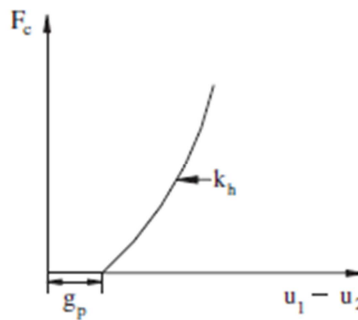


Figura 2.8 – Modelo de Hertz – Relação força-deslocamento (Muthukumar e DesRoches, 2006)

A perda de energia durante o impacto, não pode ser modelada. A lei de contacto de Hertz corresponde a uma solução de contacto estático de dois corpos lineares, contudo, a fórmula extrapola para casos de contacto dinâmico.

Modelo de Hertz não linear com amortecimento

Como o modelo de Hertz não representa a energia de dissipação durante a colisão, Hertz desenvolveu uma versão melhorada, que lhe chamou de Modelo de Hertz não linear com amortecimento. Colocou um amortecedor não linear em conjunto com a mola não linear (Kun *et al.*, 2009).

Este modelo é usado em outras áreas de pesquisa, tais como a robótica, e sistemas de muitos elementos (Lankarani e Nikravesh, 1990). Foi aplicado pela primeira vez por Muthukumar e DesRoches (2006).

Neste modelo a força de contacto é expressa:

$$F_c(t) = k_h * \delta(t)^{\frac{3}{2}} + \hat{c}_h(t) * \dot{\delta}(t) \quad (2.9)$$

Onde,

$$\hat{c}_h = \hat{\xi}_h * \delta(t)^{3/2} \quad (2.10)$$

Em que, $\hat{\xi}_h$ é o factor de amortecimento. Igualando a perda de energia durante o impacto 'stereo mechanical' com a energia dissipada pelo amortecedor, é estabelecida a equação (2.11) para o factor de amortecimento em função da rigidez, coeficiente de restituição e velocidade relativa (Kun *et al.*, 2009).

$$\hat{\xi}_h = \frac{3k_h(1-e^2)}{4(v_1-v_2)} \quad (2.11)$$

Se,

$e = 0$ Colisão elástica

$e = 1$ Colisão plástica, (Jankowski, 2005)

A Figura 2.9 mostra a não linearidade do modelo através da relação força-deslocamento.

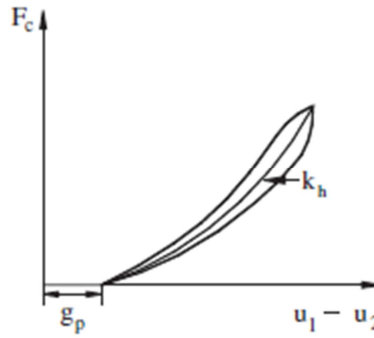


Figura 2.9 – Modelo de Hertz não linear com amortecimento – Relação força-deslocamento (Muthukumar e DesRoches, 2006)

Modelo visco elástico não linear

Para incluir um mecanismo de dissipação de energia, Jankowsky propôs em 2005 um modelo visco elástico não linear, baseado na lei de Hertz, em que colocou um amortecedor não linear paralelamente à mola não linear, incorporando na abordagem apenas a fase de contacto e omitindo a dissipação de energia na fase de devolução (Kun *et al.*, 2009).

Assim a força de impacto é:

$$F_c(t) \begin{cases} k_h * \delta(t)^{\frac{3}{2}} + c_h(t) * \dot{\delta}(t) & \dot{\delta}(t) > 0 \\ k_h * \delta(t)^{\frac{3}{2}} & \dot{\delta}(t) \leq 0 \end{cases} \quad (2.12)$$

De acordo com o modelo de Jankowski, o coeficiente de amortecimento de impacto $c_h(t)$ é representado pela seguinte equação:

$$c_h(t) = 2\xi_h \sqrt{k_h * \sqrt{\delta(t)} * \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (2.13)$$

Em que o factor de amortecimento de impacto ξ_h , é estimado usando a equação (Jankowski, 2006):

$$\xi_h = \frac{9\sqrt{5}}{2} * \frac{1-e^2}{e(e(9\pi-16)+16)} \quad (2.14)$$

No entanto, a força de impacto obtida a partir deste modelo, varia de forma acentuada entre a fase da aproximação e o período de restituição da colisão.

2.1.2.3 Modelo com massas distribuídas

Até agora todas as pesquisas descritas neste capítulo foram baseadas na suposição de um diafragma rígido. Na realidade os diafragmas têm rigidez e massa distribuídas em ambas as direcções e isto pode afectar significativamente a resposta dinâmica da estrutura (Cole, 2009).

A rigidez efectiva do elemento de colisão (k_C) é igual à rigidez do elemento adjacente. Logo se estiverem cinco elementos presentes em cada objecto, a sua rigidez de colisão é cinco vezes a rigidez do diafragma como representa a Figura 2.10.

As diferenças de comportamento entre massas concentradas e massas distribuídas dependem da velocidade de colisão e das propriedades físicas dos dois diafragmas.

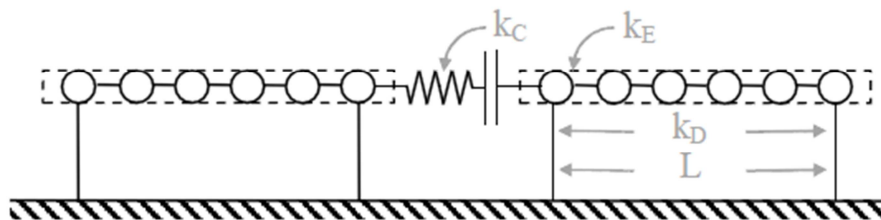


Figura 2.10 – Esquema da vista lateral das massas distribuídas (Cole *et al.*, 2010)

O máximo teórico da força de colisão para duas massas distribuídas pode ser calculado usando a “teoria de onda”, como se pode verificar pela equação (2.15), (Cole *et al.*, 2010).

$$F = \frac{v_1 - v_2}{\frac{1}{\sqrt{(m_1 k_1)}} + \frac{1}{\sqrt{(m_2 k_2)}}} \quad (2.15)$$

Em que:

F	Força de colisão
v	Velocidade de impacto
m	Massa total do diafragma

k Rigidez axial total do diafragma

A inclusão de vários elementos axiais introduz mais complicações para a dissipação de energia durante a colisão, o que significa que as equações (2.1) e (2.2) deixam de ser válidas. Vários autores continuam a estudar sobre um adequado amortecimento para massas distribuídas.

2.1.3 INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A interacção solo-estrutura em casos de choque foi alvo de várias pesquisas nos últimos anos, este tipo de análise requer o uso de programas personalizados com análise passo a passo no domínio do tempo. A influência do solo no choque foi comprovada, mas os seus efeitos diferem nas várias pesquisas (Shakya, 2008; Rahman *et al.*, 2001).

Um estudo paramétrico da colisão excêntrica de dois edifícios simétricos conduzido por Leibovich *et al.* (1996) mostrou a amplificação da resposta dos edifícios, devido à excentricidade de impacto. Rahman *et al.* (2001) destaca a influência dos efeitos da flexibilidade do solo na colisão sísmica de edifícios adjacentes de muitos pisos de diferentes alturas, usando uma análise estrutural de duas dimensões através do *software* RUAUMOKO, para o qual foi utilizado o modelo discreto representado na Figura 2.11, proposto por Mullikan e Karabalis (1998).

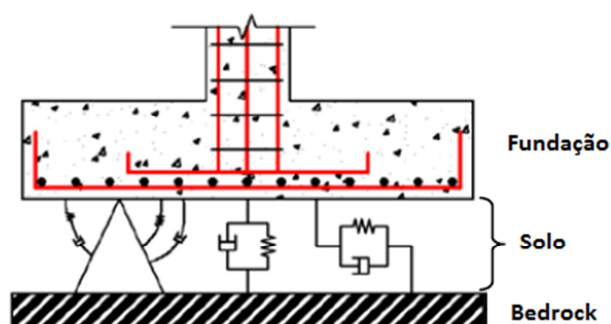


Figura 2.11 – Modelo discreto para a interacção solo-estrutura (adaptado de Shakya *et al.*, 2009)

2.1.4 RECOMENDAÇÕES PARA MODELAÇÃO DA COLISÃO PISO-PISO

Quando se fala em modelos de colisão, pode-se dizer que actualmente a vertente mais desenvolvida é a colisão piso-piso. Na secção 2.1.2 é caracterizada de uma forma sucinta os diversos modelos de colisão piso-piso, no entanto aqui são referidas algumas recomendações para o seu estudo (Cole *et al.*, 2010).

- Modelar ambos os edifícios num programa temporal inelástico com análise passo a passo;
- Colocar pelo menos dois elementos axiais em cada piso;
- Correr dois tipos de análises, uma com diafragma rígido usando coeficiente de restituição igual a 0,65 e outro usando um elemento de colisão elástico com diafragma capaz de deformar axialmente. Os resultados de ambos devem ser revistos juntos;

- Incluir as propriedades inelásticas dos edifícios;
- Incluir parâmetros de amortecimento devido a flexibilidade do solo;
- O elemento de colisão terá rigidez diferente em cada caso.

2.1.5 FORMAS DE MINIMIZAÇÃO DOS EFEITOS DE COLISÃO

Vários elementos de ligação têm sido propostos, mas muitas questões técnicas e não técnicas se tem levantado em redor deste assunto. Um dos principais problemas é a sua aplicabilidade, pois a proximidade entre edifícios sujeitos a choque deixam pouco espaço para a sua colocação. Quanto à espessura necessária, esta dependerá do tipo de dispositivo e da sua montagem específica entre elementos estruturais dos dois edifícios. Estes elementos também requerem uma análise de desempenho temporal para determinar a sua eficácia.

A principal barreira legal é provavelmente a ligação de edifícios com diferentes proprietários pois este método implica alterações a ambos os edifícios. A ligação dos edifícios pode alterar a sua resposta dinâmica de maneiras inesperadas.

As formas mais normais para minimizar os efeitos de colisão são os seguintes (Cole *et al.*, 2010):

- Substituir elementos estruturais que possam estar danificados devido ao choque;
- Melhorar edifício para reduzir os deslocamentos ou melhorar a resistência ao choque do mesmo;
- Ligar edifícios adjacentes com dispositivos de dissipação de energia para reduzir a gravidade da colisão.

2.1.6 CONFIGURAÇÕES MAIS VULNERÁVEIS EM CASO DE CHOQUE

De seguida, face a bibliografia consultada, são enumeradas as configurações de choque consideradas mais importantes de acordo com os danos observados em vários sismos.

- Choque piso-piso

Este tipo de colisão foi abordado de forma objectiva anteriormente, com a caracterização dos vários modelos possíveis actualmente. Está representado na Figura 2.12 o esquema dos edifícios para ocorrer este tipo de colisão.



Figura 2.12 – Esquema de edifícios com pisos no mesmo nível (Adaptado de Cole *et al.*, 2010)

- Choque piso-pilar

Até recentemente, a comunidade de investigação centrou-se quase exclusivamente na modelação piso-piso, principalmente devido à sua forma mais simples de geometria. No entanto, as colisões piso-pilar (ver Figura 2.13) são reconhecidas por ter consequências mais sérias, pois os pilares ficam sujeitos a forças de impacto elevadas. A maioria das pesquisas piso-pilar foi realizada por Karayannis e Favvata (2005) e Favvata e Karayannis (2008). Nesses estudos, são usados elementos de contacto lineares sem amortecimento, porque a maioria das acções plásticas ocorrem nos pilares submetidos a contacto. O pilar de contacto requer um modelo mais detalhado, utilizando elementos de plasticidade distribuída.

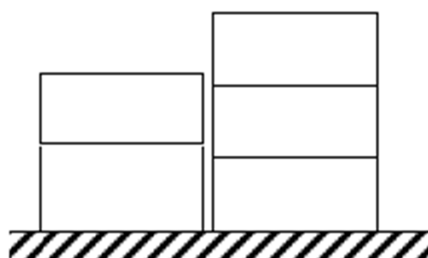


Figura 2.13 – Esquema de edifícios com pisos desnivelados (adaptado de Cole *et al.*, 2010)

- Choque devido à torção

A colisão por torção tende a ser muito mais complexa e imprevisível do que a colisão por translação, a maioria dos impactos são múltiplos e caóticos, ocorrem devido às assimetrias de um ou de ambos os edifícios, como se pode ver na Figura 2.14. Sendo o centro de rigidez distinto do centro de massa da estrutura, implica a existência de excentricidades e a sucessiva torção na actuação das forças sísmicas. A velocidade de impacto tende a ser insensível às mudanças de distância de separação e excentricidade, enquanto o impacto é desenvolvido. Embora uma solução analítica não consiga prever exactamente a velocidade de impacto da colisão, ela fornece algumas informações úteis sobre este fenómeno complexo. A solução analítica consegue prever os padrões globais, assim como as variações dos espectros de torção com a velocidade de impacto (Chau *et al.*, 2006).

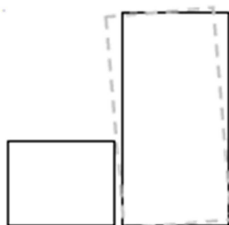


Figura 2.14 – Esquema da planta exemplificando a colisão por torção (adaptado de Cole *et al.*, 2010)

- Edifícios adjacentes com massas muito diferentes

As diferentes massas de dois edifícios com pequena distância entre si (ver Figura 2.15), podem provocar graves danos aquando da ocorrência de um sismo, devido às elevadas forças de impacto.

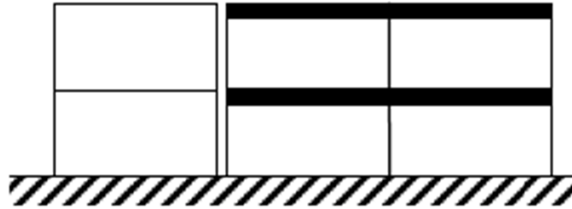


Figura 2.15 – Esquema de edifícios de massas muito diferentes (adaptado de Cole *et al.*, 2010)

- Edifícios adjacentes com alturas consideravelmente diferentes

O choque entre edifícios com estas características é exemplificado na Figura 2.16, a diferença de alturas dos edifícios torna-se mais prejudicial para o edifício de maior altura, provocando nos pisos superiores (acima da colisão) maior variação de deslocamentos.

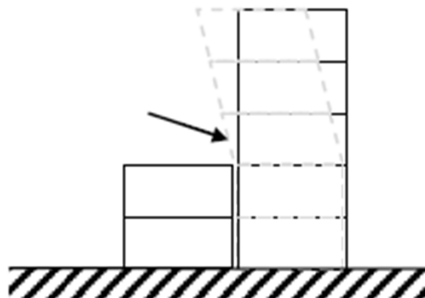


Figura 2.16 – Esquema do choque de edifícios de alturas diferentes (adaptado de Cole *et al.*, 2010)

- Edifícios externos numa faixa de edifícios com características similares

A colisão de vários edifícios, que se encontram em banda é um dos problemas mais vulgares no estudo do choque (ver Figura 2.17). Os edifícios mais vulneráveis ao choque são sobretudo os externos, isto porque se podem mover numa das direcções, ao contrário dos internos, que são danificados colidindo entre si, nunca provocando a sua derrocada (Farahani, 2006).

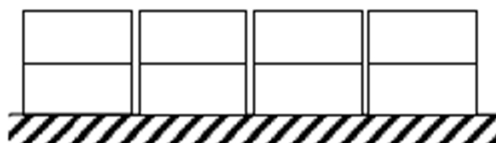


Figura 2.17 – Esquema de edifícios em banda (adaptado de Cole *et al.*, 2010)

- Edifícios construídos com materiais frágeis

Um edifício construído com materiais frágeis, como por exemplo alvenaria (Figura 2.18) torna-se muito frágil dinamicamente, isto porque tem uma rigidez mais pequena que o normal, e assim na ocorrência de um sismo o edifício pode ser gravemente afectado, podendo provocar a sua derrocada total.

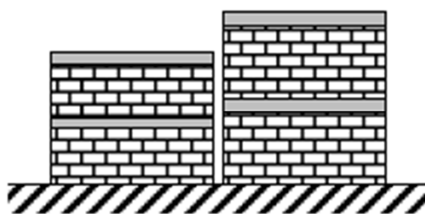


Figura 2.18 – Edifícios em alvenaria (adaptado de Cole *et al.*, 2010)

Várias pesquisas têm tentado determinar que tipo de edifício, rígido ou mais flexível, é o mais afectado. Mas tem-se obtido conclusões contraditórias. Um estudo mais recente propôs a explicação para este conflito, chegando à conclusão que a amplificação dos deslocamentos é dependente da frequência característica da excitação (Cole *et al.*, 2010).

2.2 ISOLAMENTO DE BASE

Neste capítulo, será abordado o conceito de isolamento de base, identificando o seu campo de aplicação, os diferentes tipos de elementos, os modelos de análise assim como as principais aplicações nesta área em Portugal e no mundo.

O isolamento sísmico é um dos principais avanços na área da engenharia sísmica nos últimos anos. Este permite, através da alteração das características dinâmicas das estruturas reduzir a sua resposta sísmica, permitindo assim controlar os seus efeitos nas estruturas.

Os Sistemas de Protecção Sísmica podem ser classificados em (Guerreiro, 2007):

- Sistemas passivos – não necessitam de fornecimento de energia (Isolamento de Base, Dissipadores);
- Sistemas Activos – necessitam de muita energia para controlar o movimento da estrutura (TMD activos, contraventamento activo, controlo adaptativo);
- Sistemas Semi-Activos – necessitam de consideravelmente energia para modificar as características dos dispositivos (TMD's semi-activos, sistemas com amortecimento variável);

2.2.1 CONCEITO DE ISOLAMENTO DE BASE

O conceito de isolamento sísmico, tal como o próprio nome indica, consiste em isolar a estrutura na ocorrência dos sismos. O efeito devastador dos sismos decorre da transmissão dos movimentos horizontais do solo às estruturas edificadas, dando origem ao aparecimento de forças de inércia que obrigatoriamente as estruturas têm que ter capacidade para suportar.

O principal objectivo do isolamento de base é “desligar” a estrutura do solo através da criação duma superfície horizontal de descontinuidade de modo a limitar a transmissão de movimentos de translação entre a fundação e a estrutura a proteger. A designação de “isolamento de base” está associado ao facto da superfície de descontinuidade, que garante o isolamento, se encontrar na base da estrutura, ou elemento estrutural a isolar (Guerreiro, 2004).

A superfície de descontinuidade é garantida através da interposição de aparelhos de apoio, com elevada flexibilidade horizontal entre o solo e a estrutura a proteger. Os dispositivos que permitem obter esta superfície de descontinuidade designam-se por sistemas de isolamento.

Um sistema de isolamento de base pode ser constituído por dispositivos de um só tipo ou por dispositivos de diversos tipos e com características que se complementem. As principais características que qualquer sistema de isolamento de base deve apresentar são (Guerreiro, 2004):

- Capacidade de suportar cargas verticais;
- Baixa Rigidez horizontal;
- Capacidade de dissipação de energia ($\xi > 5\%$);
- Capacidade de restituição à posição inicial.

Estas características permitem a limitação do efeito da acção sísmica sobre a estrutura, em vez de procurar resistir-lhe.

A consequência imediata da interposição de uma camada deformável é a redução da frequência própria da estrutura (Guerreiro, 2007), o que origina uma redução das acelerações da estrutura. Por

outro lado, a redução da frequência provoca um aumento dos deslocamentos, embora estes deslocamentos se concentrem ao nível da camada de isolamento.

Apresenta-se na Figura 2.19, com base na configuração típica dos espectros de resposta de acelerações e de deslocamentos (para níveis de amortecimento de 2, 5 e 10% do amortecimento crítico), a representação esquemática das principais mudanças provocadas pelo aumento da flexibilidade da estrutura, ou seja, edifício de base fixa em comparação com edifício de base isolada (Figueiredo, 2007).

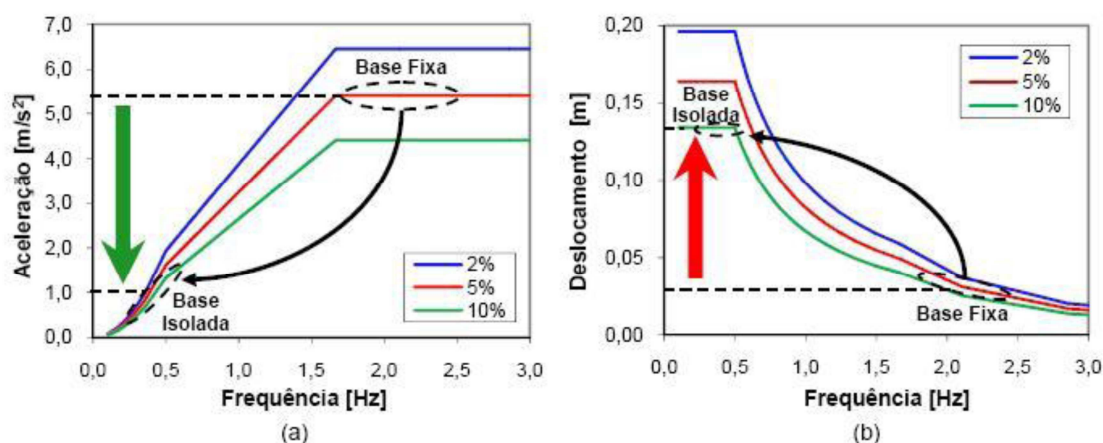


Figura 2.19 – Efeito da redução da frequência própria da estrutura e do aumento do amortecimento nos valores das (a) acelerações e (b) deslocamentos induzidos pela acção sísmica (Figueiredo, 2007)

Através da Figura 2.19 (a) é possível verificar que com a utilização de isolamento sísmico, os valores de acelerações impostas pelo sismo sofrem uma grande redução e consequentemente uma redução nos esforços originados pela acção sísmica.

Por outro lado, a Figura 2.19 (b) ilustra um aumento considerável dos deslocamentos quando se diminui a frequência fundamental da estrutura.

Tal como se observa na Figura 2.20, o aumento dos deslocamentos pode ser atenuado com o aumento do amortecimento do sistema. Por este motivo, os sistemas de isolamento promovem níveis de amortecimento habitualmente superiores a 10% do amortecimento crítico, o que funciona como factor atenuador das acelerações e dos deslocamentos induzidos pelas acções sísmicas sendo, no entanto, mais relevante para a redução dos deslocamentos (Figueiredo, 2007).

A Figura 2.20 ilustra os efeitos referidos anteriormente aquando da alteração do amortecimento crítico do sistema.

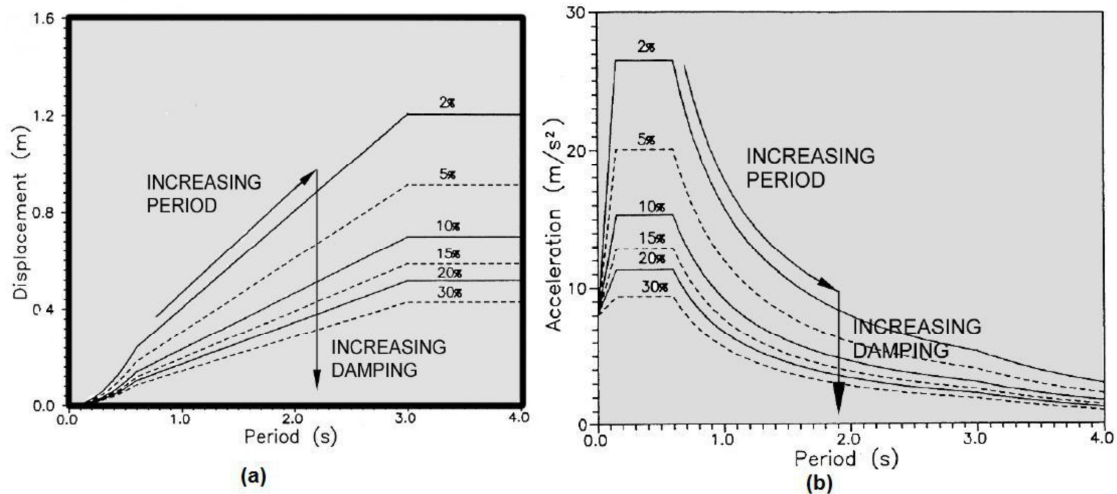


Figura 2.20 – Efeito do aumento do amortecimento crítico do sistema nos valores de (a) deslocamentos e (b) acelerações induzidos pela acção sísmica (Gally e Marioni, 2010)

Outros estudos do efeito e importância do amortecimento no isolamento de base, foram também comparados para vários sismos por Figueiredo e Barros (2007-a, 2007-b), onde se verificaram diversas conclusões. Em primeiro lugar, a análise modal com amortecimento clássica (equações desacopladas) é de boa precisão com relação à solução exacta (equações acopladas), quando o amortecimento do isolador está abaixo de 10% do amortecimento crítico. Por outro lado, os mesmos resultados mostraram claramente que para o amortecimento do isolador acima de 10%, as respostas começam a divergir e, conseqüentemente, o amortecimento clássica não é válido. Assim, as equações não podem permanecer desacopladas e assim a análise complexa deve ser feita de modo a incluir os termos fora da diagonal da matriz de amortecimento. Em segundo lugar, a adição de amortecimento no sistema isolador, controla os deslocamentos do isolamento de base, tem o efeito de diminuir o deslocamento entre pisos e as acelerações absolutas de cada piso.

A deformação padrão de uma estrutura de base fixa é bastante diferente comparada com a estrutura com isolamento de base. Na Figura 2.21 pode observar-se as deformações padrão de uma estrutura sem isolamento de base (Figura 2.21 (a)) e de uma estrutura com isolamento de base (Figura 2.21 (b)). Verifica-se que a estrutura sem isolamento de base apresenta elevado grau de deformação ao nível dos pisos, ao contrário da estrutura com isolamento de base, que apenas apresenta deslocamentos laterais ao nível dos apoios, sendo que a superestrutura se comporta como um corpo rígido.

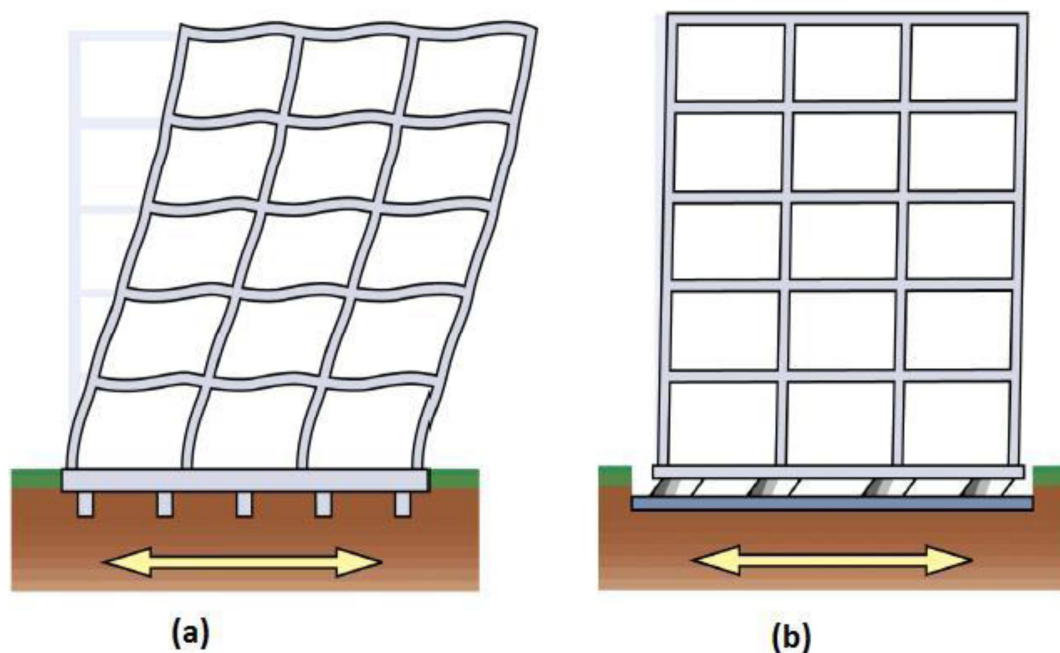


Figura 2.21 – Deformadas padrão de uma estrutura (a) sem isolamento de base e (b) com isolamento de base (Symans, 2010)

Verifica-se assim que o uso de isolamento base permite tirar vantagens tanto ao nível dos deslocamentos entre pisos como das acelerações sísmicas.

Outra vantagem da utilização de um sistema de isolamento base é a redução da frequência própria das estruturas isoladas para valores fora do intervalo das frequências com maior conteúdo energético das acções sísmicas, evitando a ocorrência de fenómenos de ressonância, ou seja, da proximidade entre a frequência da acção e a frequência fundamental da estrutura.

Para sismos de elevada intensidade, o sistema de isolamento deve-se caracterizar por uma rigidez horizontal capaz de baixar a frequência própria de uma estrutura para valores inferiores a 1Hz (geralmente entre 0,5Hz e 0,3Hz), os quais correspondem a uma gama de frequências onde a aceleração do solo é caracterizada por um conteúdo energético baixo (Marioni, 1998), como se ilustra na Figura 2.22.



Figura 2.22 – Intervalos de frequências próprias de estruturas com e sem isolamento (Guereiro, 2007)

As deformações sofridas por uma estrutura isolada ocorrem principalmente ao nível do sistema de isolamento e são principalmente derivadas da contribuição dos modos de vibração fundamentais, ou seja, dos modos referentes às deformações laterais dos dispositivos isoladores, ao nível do plano de isolamento, em que a superestrutura permanece essencialmente rígida. Assim a deformação da superestrutura passará a dever-se mais aos modos superiores (de frequências mais elevadas), que não apresentam uma participação significativa na resposta de uma estrutura isolada, a aplicação do isolamento sísmico permite minimizar, ou até mesmo eliminar, os deslocamentos relativos ocorridos entre pisos. Este aspecto é de grande importância pois os danos normalmente registados nos elementos estruturais e não estruturais dos edifícios, durante um sismo, estão relacionados com a ocorrência de deslocamentos relativos entre pisos (Figueiredo, 2007).

O tipo de solo de fundação também desempenha um papel importante na eficiência de um sistema de isolamento de base. A Figura 2.23 ilustra, de um modo esquemático, o espectro de resposta de um solo duro e um solo brando. Observa-se que a gama de frequências com maior conteúdo energético de solo brando é muito deformável, corresponde à frequência própria de uma estrutura isolada.

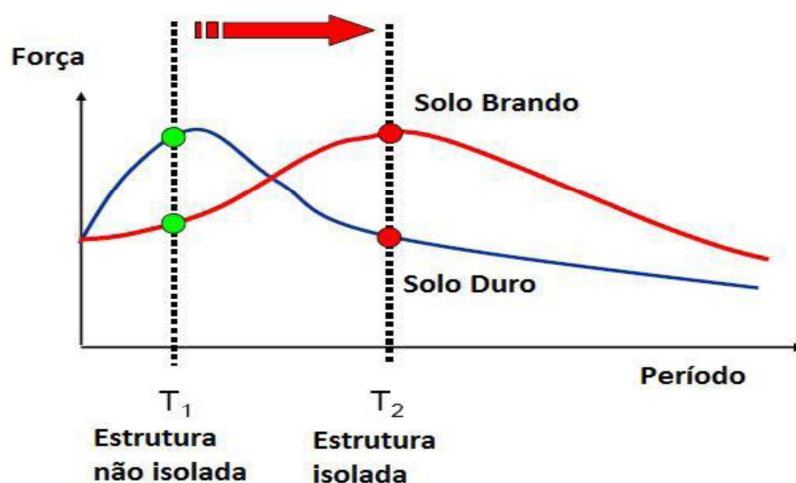


Figura 2.23 – Influência do solo na eficácia do sistema de isolamento (Symans, 2010)

2.2.2 LOCALIZAÇÃO DO ISOLAMENTO DE BASE

A localização do sistema de isolamento sísmico deve permitir a maior protecção possível da estrutura logo, conforme referido anteriormente, deve-se situar na proximidade da base dos edifícios.

Contudo, a escolha da localização dos dispositivos isoladores pode ser influenciada por motivos económicos e práticos. Na Figura 2.24 apresentam-se as localizações usualmente apresentadas pelo sistema de isolamento.

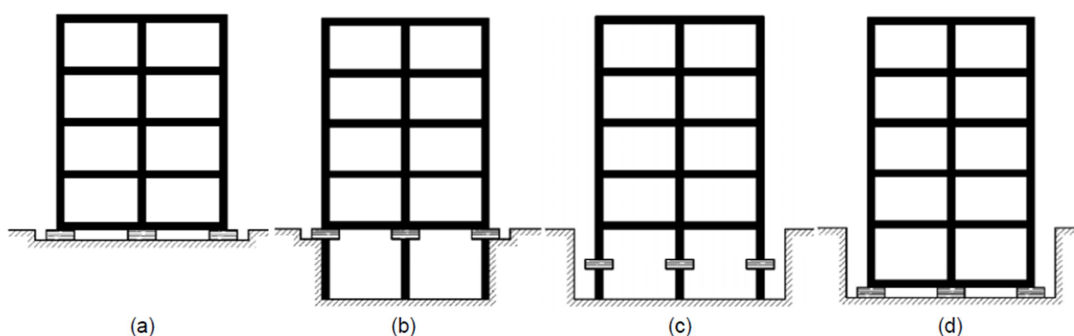


Figura 2.24 – Diferentes localizações do sistema de isolamento (adaptado de Dowrick, 1987)

A escolha da localização do sistema de isolamento está relacionada com vários factores, entre os quais se podem distinguir as condições do terreno de implantação, o tipo ou natureza da estrutura (construção nova ou reabilitação), a facilidade de inspecção dos apoios, a necessidade de manutenção e substituição dos apoios. As localizações representadas na Figura 2.24 (a) e (d) são as mais comuns, no entanto, todas elas apresentam vantagens e desvantagens. Um aspecto importante da localização dos apoios respeita à possibilidade de criação de um diafragma rígido na base dos pilares ligados ao sistema de isolamento, que é conseguido através de uma malha de vigas, de modo a assegurar deformações uniformes em todos os aparelhos isoladores. Este aspecto só não é aplicável para a localização apresentada na Figura 2.24 (c) representando uma desvantagem importante.

Barros e César (2006), realizaram um estudo da resposta sísmica de edifícios regulares sismicamente isolados, com o objectivo de identificar a importância do posicionamento dos dispositivos de isolamento sísmico.

2.2.3 EVOLUÇÃO DO ISOLAMENTO DE BASE

No início do séc. XX aparece a primeira referência a um sistema de protecção sísmica que pode ser considerado isolamento de base. Este sistema foi patenteado em Munique no ano de 1906 e consistia numa placa rígida que servia de base de suporte ao edifício (ver Figura 2.25) e que, por sua vez, estava assente sobre um conjunto de roletes de material rijo (Guerreiro, 2003).

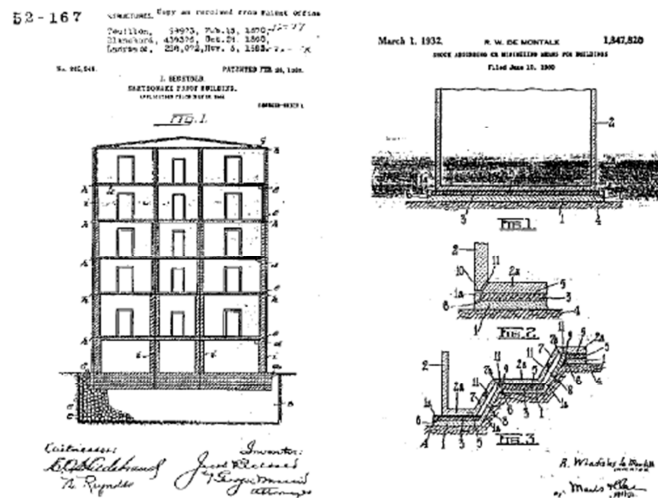


Figura 2.25 – Primeiro sistema de isolamento de base (adaptado de Guerreiro, 2003)

Em 1909 foi registada outra patente, desta vez por um médico, Dr. Calantarients, que concebeu uma solução em que o edifício assenta sobre uma camada de talco.

Como se pode observar na Figura 2.26, além da solução de isolamento, o Dr. Calantarients concebeu um conjunto de dispositivos para ligação das condutas ao exterior com capacidade para acomodar grandes deslocamentos (Figura 2.26 (b)).

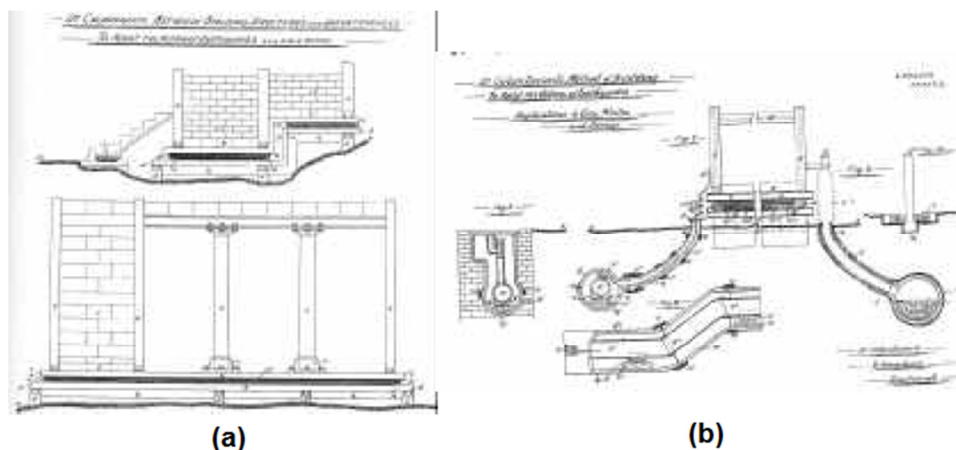


Figura 2.26 – Isolamento concebido por Calantarients em 1909 (a) solução geral (b) dispositivos para ligação das condutas ao exterior (adaptado de Guerreiro, 2003)

Em 1969 surge em Skopje, na então Jugoslávia, aquele que é apontado como o primeiro exemplo de aplicação de isolamento de base – a escola Heinrich Pestalozzi.

Este edifício encontra-se assente em blocos de borracha não reforçada, e ligado ao exterior por elementos de vidro como podemos ver na Figura 2.27. Logo que estes elementos de vidro quebrem o edifício fica a vibrar livremente sobre os apoios de borracha.



Figura 2.27 – Sistema de isolamento de base (a) bloco de borracha (b) bloco de vidro (adaptado de Guerreiro, 2003)

O aparecimento e desenvolvimento dos apoios em borracha, neoprene ou outros elastómeros, vieram dar um grande impulso na aplicação de sistemas de isolamento de base (Guerreiro, 2003).

Em 1978 foi construída uma central nuclear na África do Sul (Kroeberg), com aplicação de isolamento de base. Esta estrutura constitui um marco histórico na evolução do conceito de isolamento, pois é o exemplo duma edificação onde o nível de segurança é elevado (Figura 2.28).

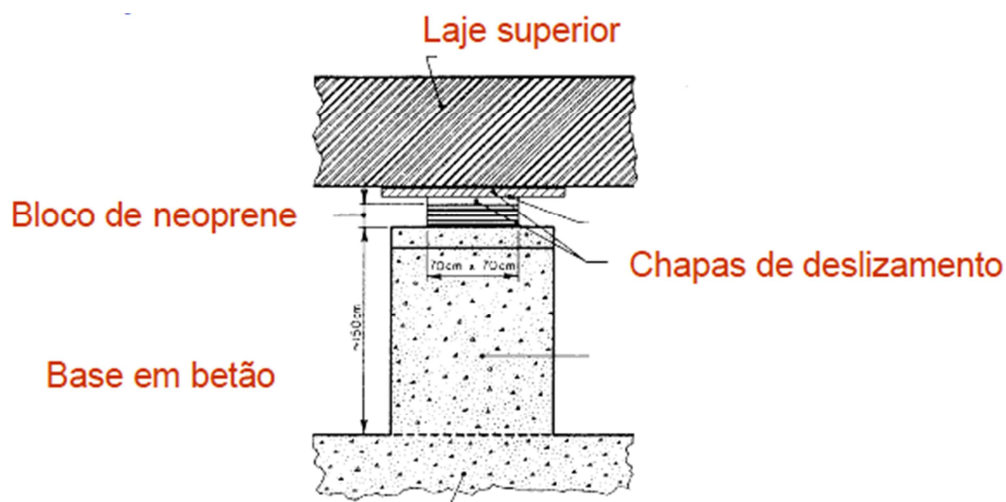


Figura 2.28 - Sistema de isolamento de base – Kroeberg (adaptado de Guerreiro, 2003)

Actualmente são utilizados outros Sistemas de Isolamento de Base que são enumerados a seguir.

2.2.4 SISTEMAS DE ISOLAMENTO SÍSMICO DE BASE

Existe de momento, um variado leque de alternativas para a concepção de uma solução de isolamento sísmico de base, registando-se diferenças importantes ao nível do comportamento e das características apresentadas pelos seus elementos constituintes. No entanto, um sistema de isolamento sísmico eficiente deve apresentar as seguintes características principais (Guerreiro, 2004 e CEN, 2004):

- Capacidade de acomodar grandes deslocamentos horizontais;
- Capacidade de suporte para as acções verticais (elevada rigidez na direcção vertical);

- Capacidade de dissipação de energia (de natureza histerética ou viscosa);
- Capacidade de restituição à posição inicial (força de restituição);
- Capacidade de restrição lateral para acções horizontais de serviço (não sísmicas).
- Elevada flexibilidade no plano horizontal;

A função primária de um sistema de isolamento prende-se com o suporte da superestrutura do edifício promovendo, ao mesmo tempo, uma elevada flexibilidade horizontal. Os aparelhos de apoio devem apresentar uma rigidez vertical elevada, para suportarem de um modo estável as cargas verticais provenientes da superestrutura do edifício, e não permitirem que ocorram inclinações substanciais da superestrutura ao nível da face superior dos apoios. Os dispositivos são dotados de uma elevada flexibilidade horizontal, diminuindo consideravelmente a frequência própria de vibração da estrutura e, conseqüentemente, as acelerações provenientes das acções sísmicas.

Se um sistema de isolamento de base apresentar um baixo nível de amortecimento os deslocamentos ao nível dos aparelhos de apoio podem alcançar valores na ordem dos 500 mm aquando da actuação de sismos muito gravosos. Um sistema de isolamento com um nível de amortecimento elevado pode reduzir esses deslocamentos para 100 a 150 mm permitindo que as soluções de isolamento sejam mais económicas, dado que os aparelhos de apoio e as ligações flexíveis ao exterior terão de acomodar deslocamentos menores e o espaço livre entre a superestrutura isolada e a envolvente (solo e construções) poderá ser menor (Skinner *et al.*, 1993).

É de notar que todos os elementos constituintes destes sistemas isolantes, mesmo que não estejam directamente ligados à função de isolamento, devem suportar as solicitações máximas de projecto, permanecendo no domínio elástico, com uma margem de segurança apropriada.

Das várias tipologias de isoladores sísmicos de base que existem presentemente no mercado são de destacar os apoios elastoméricos e os apoios isoladores deslizantes. Entre os apoios elastoméricos distinguem-se como os principais sistemas de isolamento os apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB – *High Damping Rubber Bearings*) e os apoios de borracha com núcleo de chumbo (LRB – *Lead Rubber Bearings*). Os apoios pendulares com atrito (FPS – *Friction Pendulum System*) destacam-se entre os aparelhos deslizantes.

2.2.4.1 Apoios de borracha de alto amortecimento

- Propriedades

Os apoios de borracha de alto amortecimento (*High Damping Rubber Bearings* – HDRB) representam um tipo de apoio elastomérico muito utilizado, como isolador sísmico, em pontes e na construção ou reabilitação de edifícios.

A composição especial dos elastómeros dos apoios HDRB confere-lhes um amortecimento adicional permitindo atingir valores da ordem dos 10 a 15% do amortecimento crítico (Infanti e Castellano, 2004).

Os apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB) têm uma grande aplicabilidade na área do isolamento sísmico pois fornecem, isoladamente, uma boa capacidade de suporte (derivada de uma rigidez vertical elevada), capacidade de dissipação de energia, flexibilidade horizontal e capacidade de acomodar deformações laterais até duas vezes a altura do apoio, ou seja, distorções de 200% (Hussain *et al.*, 2001).

Na Figura 2.29 é possível observar a geometria interna típica de um apoio HDRB e a sua aplicação num edifício.



Figura 2.29 – Apoio de borracha de alto amortecimento (a) estrutura interna (b) aplicação em obra

Um apoio HDRB pode apresentar rigidez de corte diferente segundo as duas direcções principais em planta, sendo necessário dispor as chapas de aço em forma de “V invertido” (Dorfmann *et al.*, 2004 e Burtscher *et al.*, 1998). Este aspecto dos aparelhos HDRB apresenta particular interesse para a protecção sísmica de estruturas com características dinâmicas bastante distintas segundo as duas direcções horizontais.

Barros e César (2007) compararam os desempenhos sísmicos de edifícios altos sem e com isolamento de base do tipo de HDRB, foi verificado que o isolamento de base melhora de forma significativa o comportamento, e que o efeito de torção associado à resistência do betão localizado no núcleo é reduzido utilizando isolamento de base, sendo praticamente invariável para os restantes parâmetros estudados.

As principais propriedades de um apoio HDRB devem-se às características mecânicas do seu principal componente: a borracha de alto amortecimento. Torna-se assim essencial explicitar as particularidades mais relevantes deste elastómero de modo a se compreender o comportamento dos sistemas de isolamento constituídos por apoios HDRB. O comportamento mecânico da borracha de alto amortecimento é caracterizado por grandezas como o módulo de compressibilidade, o módulo de distorção e o amortecimento, cujos valores característicos são apresentados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Propriedades mecânicas da borracha de alto amortecimento (Burtscher e Dorfmann, 2004)

Propriedades	Valores Característicos
Módulo de compressibilidade [MPa]	2500
Tensão de rotura à tracção [MPa]	12 a 15
Amortecimento [%]	15 a 20
$G(-20^{\circ}\text{C}) / G(20^{\circ}\text{C})$	2,2

Pode-se afirmar, no entanto, que o valor do módulo de distorção característico dos apoios HDRB se situa normalmente num intervalo mais restrito que o apresentado, ou seja, entre 0,35 MPa e 1,40 MPa (LESSLOSS, 2005).

O módulo de distorção (G) e o amortecimento são propriedades dinâmicas da borracha de alto amortecimento que variam consoante o grau de deformação e a temperatura a que o material está sujeito. Através da Figura 2.30 (a), verifica-se que a borracha apresenta uma redução do módulo de distorção consoante o aumento de deformação e, conseqüentemente, a diminuição da rigidez horizontal do apoio. O aumento da deformação também diminui o amortecimento mas de um modo menos pronunciado. O efeito do abaixamento da temperatura, ilustrado na Figura 2.30 (b), provoca o aumento do valor do módulo de distorção e do amortecimento da borracha. Deste modo, o abaixamento da temperatura torna os aparelhos de apoio mais rígidos, podendo este facto originar a alteração do comportamento previsto para os dispositivos. Assim, devem-se tomar medidas, sempre que necessário, para atenuar a influência da diminuição da temperatura. A colocação do sistema de isolamento num local protegido dos efeitos da temperatura, tal como no esquema representado na Figura 2.24 (d), traz vantagens relativamente ao aspecto discutido.

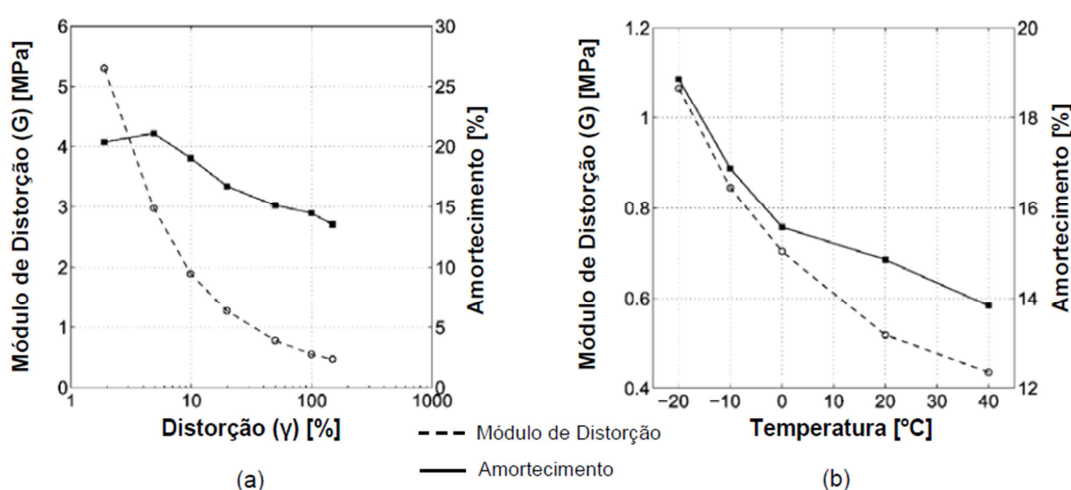


Figura 2.30 - Dependência do módulo de distorção e do amortecimento, da borracha de alto amortecimento, relativamente à variação de (a) deformação a $T=23^\circ\text{C}$ (b) temperatura a $\gamma=100\%$ (Burtscher e Dorfmann, 2004)

Os efeitos devidos à variação de temperatura e do grau de deformação, para carregamentos cíclicos, nas propriedades da borracha de alto amortecimento não devem ser descurados na fase de dimensionamento dos sistemas de isolamento compostos por apoios HDRB. Outra propriedade importante da borracha de alto amortecimento é a variação não linear de rigidez que apresenta quando submetida a um ensaio de corte. A resposta da borracha ao ensaio referido é ilustrada na Figura 2.30 (a), através da qual se identificam três patamares de rigidez distintos. A borracha de alto amortecimento apresenta um valor inicial elevado de rigidez horizontal que diminui bruscamente com o aumento da deformação, atingindo um patamar de variação aproximadamente constante, até que volta novamente a aumentar, de forma suave, para distorções da ordem dos 200%. É de notar que na gama mais relevante de deformações, correspondente às distorções entre 50 e 150% (intervalo onde se localiza usualmente a deformação máxima de projecto dos sistemas de isolamento), a rigidez se mantém aproximadamente constante. Na Figura 2.31 (b), é apresentado o comportamento

característico de um apoio HDRB sujeito a carregamentos cíclicos de corte. O padrão observado na variação de rigidez da borracha de alto amortecimento, descrito anteriormente, verifica-se novamente na relação força-deslocamento do apoio HDRB.

Este comportamento não linear apresenta algumas vantagens para a protecção sísmica de edifícios pois para as condições de serviço (actuação do vento e de sismos de pouca magnitude), dado que a rigidez horizontal do apoio é elevada para pequenas deformações, são expectáveis esforços e deformações estruturais dentro do domínio elástico (Grant, 2004). Para a actuação de sismos de gravidade moderada os apoios deformam-se proporcionando o isolamento da estrutura e originando uma dissipação adicional da energia introduzida pelo sismo. O aumento de rigidez que os apoios HDRB apresentam para grandes deformações não deve ser considerado no dimensionamento dos sistemas de isolamento, pois só ocorre para grandes níveis de deformação, funcionando deste modo como um mecanismo de controlo dos deslocamentos (Guerreiro, 1997).

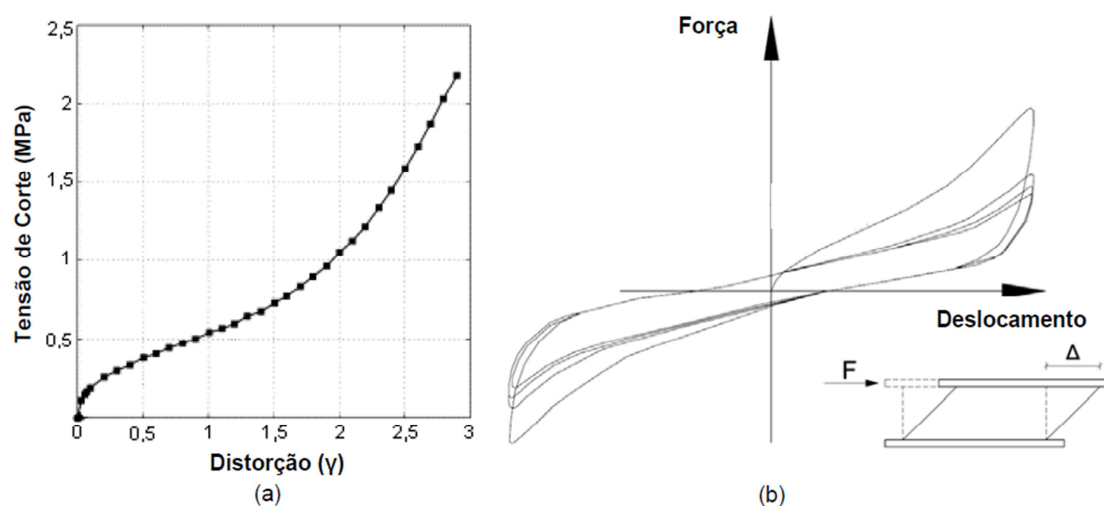


Figura 2.31 - (a) Resposta da borracha de alto amortecimento ao corte simples (Burtscher e Dorfmann, 2004) (b) relação força-deslocamento de um apoio HDRB sob ensaio cíclico de corte (Ballantyne *et al.*, 2002).

Os apoios elastoméricos possuem uma boa capacidade de restituição à sua posição inicial devido às características elásticas intrínsecas dos compostos de borracha que os constituem.

Resultados experimentais indicam que os apoios HDRB conseguem acomodar distorções até 500%, quando submetidos a ensaios cíclicos de corte (LESSLOSS, 2005). No entanto, este valor pode sofrer grandes variações, em função da composição do elastómero utilizado e do seu fabricante, conforme se pode verificar através da Figura 2.32, onde se apresenta a rotura de um apoio HDRB para um nível de distorção de 260%.

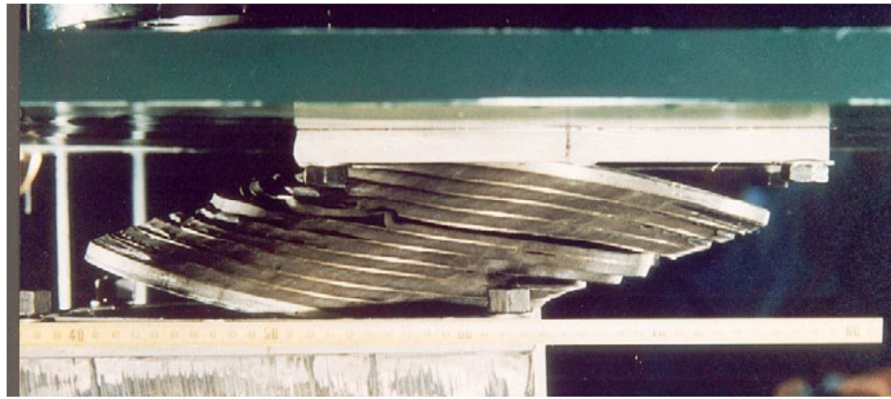


Figura 2.32 - Aparelho isolador HDRB submetido a 260% de distorção (Giuliani, 2002)

- Modelo de Comportamento

A definição de uma metodologia para a análise do comportamento dos aparelhos isoladores é crucial no âmbito do estudo de uma solução de isolamento sísmico. A realização de um modelo credível para a simulação do comportamento de uma estrutura isolada depende da definição de um modelo válido para o sistema de isolamento. O comportamento básico de um apoio HDRB pode ser entendido como a acção paralela de uma mola e de um amortecedor (Matsagar e Jangid, 2005), conforme esquematizado na Figura 2.33, onde se apresentam as parcelas que definem a força ($F(x)$) desenvolvida no apoio.

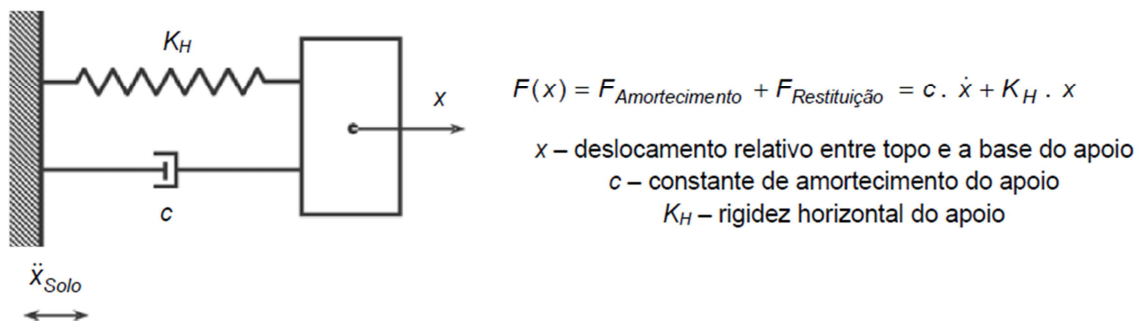


Figura 2.33 - Modelo esquemático do funcionamento de um apoio HDRB e expressão da força desenvolvida no apoio (Matsagar e Jangid, 2005)

O principal obstáculo que se regista na definição do funcionamento de um apoio HDRB prende-se com a modelação da sua rigidez horizontal (K_H) dado que o seu amortecimento, mesmo dependendo do nível de deformação, toma geralmente um valor na ordem dos 10% do amortecimento crítico.

2.2.4.2 Apoios de borracha com núcleo de chumbo

- Propriedades

O apoio de borracha com núcleo de chumbo (LRB) é obtido através da inserção de um cilindro de chumbo no centro de um bloco de elastómero de borracha natural cintado. A disposição interna de um

apoio deste tipo é apresentada na Figura 2.34. Tal como nos apoios HDRB, a secção transversal destes aparelhos pode ser circular, quadrangular ou rectangular. O diâmetro do núcleo de chumbo toma, em geral, um valor entre 15 e 33% do diâmetro total do apoio (LESSLOSS, 2005).



Figura 2.34 - Estrutura interna de um apoio de borracha com núcleo de chumbo

Um apoio LRB funciona como um aparelho híbrido pois combina as propriedades do elastómero de borracha natural com as propriedades do chumbo, permitindo a obtenção de um dispositivo que fornece todas as características essenciais a um sistema de isolamento sísmico: suporte estrutural, flexibilidade horizontal, amortecimento e capacidade de restituição à posição inicial.

A inserção de um núcleo de chumbo num bloco de borracha natural resulta da intenção de colmatar o facto de este elastómero não exibir uma capacidade de dissipação de energia considerável. Convém então explicitar a razão pela qual o chumbo se apresenta como um material adequado para fornecer uma elevada capacidade de dissipação de energia. Essa escolha é fundamentada pelo facto do chumbo apresentar as seguintes características (Skinner *et al.*, 1993):

- Baixa tensão tangencial de plastificação ($\tau_y \approx 10\text{MPa}$);
- Comportamento aproximadamente elasto-plástico;
- Elevada ductilidade;
- Boas propriedades de fadiga, após plastificação, perante acções cíclicas de corte;
- Capacidade de recuperação das propriedades originais, após a actuação de acções cíclicas.

Deste modo, um apoio de borracha com núcleo de chumbo consegue obter níveis de amortecimento até 30% do amortecimento crítico (Hussain *et al.*, 2001, Infanti e Castellano, 2004). A dissipação de energia, promovida por estes apoios, é proveniente da geração de energia térmica e deve-se exclusivamente ao comportamento histerético do chumbo. A quantidade de energia dissipada por ciclo pode ser medida através da área interior da relação força-deslocamento característica dos apoios LRB, que pode ser visualizada na Figura 2.35 (b).

O comportamento mecânico de um apoio elastomérico com núcleo de chumbo, submetido a carregamentos de corte, é explicitado na Figura 2.35(a) através da qual é possível verificar a existência de dois patamares de rigidez horizontal completamente distintos. Estes aparelhos são caracterizados por uma rigidez inicial (pré-plastificação) bastante elevada, para pequenas deformações, que se deve principalmente ao comportamento elástico do núcleo de chumbo. O segundo patamar de rigidez surge após a plastificação do núcleo de chumbo, passando o apoio a apresentar uma rigidez bastante mais baixa, determinada exclusivamente pela rigidez lateral das camadas de borracha de baixo amortecimento.

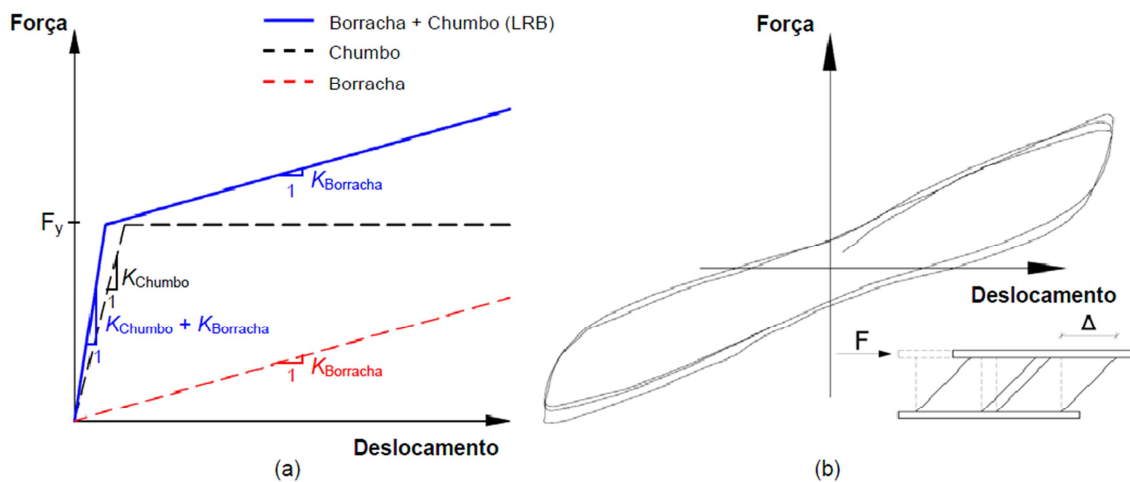


Figura 2.35 - (a) Comportamento mecânico do chumbo, borracha natural e do apoio LRB para ações de corte (b) relação força-deslocamento de um apoio LRB sob ensaio cíclico de corte (Ballantyne *et al.*, 2002)

O facto da rigidez elástica (pré-plastificação) dos apoios LRB ser elevada confere a estes dispositivos uma boa capacidade para limitar os deslocamentos originados por ações laterais de serviço. Deste modo, um sistema de isolamento composto por apoios LRB consegue ser suficientemente rígido, para que não ocorram deslocamentos significativos, sob a actuação de carregamentos de serviço, e consegue também fornecer a flexibilidade horizontal necessária, para conferir o isolamento das estruturas, para a actuação de ações sísmicas de grande intensidade. O factor que define a mudança do nível de rigidez elevada para o nível de rigidez baixa é a plastificação do núcleo de chumbo. A força de corte necessária para provocar a plastificação do núcleo de chumbo é determinada através da definição da dimensão transversal do respectivo núcleo.

- Modelo de Comportamento

O funcionamento dos apoios LRB revela uma maior complexidade quando comparado com o comportamento apresentado pelos apoios HDRB. Essa complexidade provém essencialmente da característica elasto-plástica dos apoios de borracha com núcleo de chumbo. O comportamento destes aparelhos resulta da união do elastómero de baixo amortecimento, elemento com comportamento linear, com o chumbo, elemento com comportamento elasto-plástico quando submetido ao corte. As camadas de elastómero têm como função o suporte das cargas verticais, conferir a flexibilidade horizontal e conceder a capacidade de restituição à posição inicial, enquanto o núcleo de chumbo é responsável pela dissipação da energia de vibração.

O comportamento não linear característico dos apoios LRB pode-se distinguir entre uma fase elástica e uma fase plástica, ou seja, entre a fase em que o núcleo de chumbo responde elasticamente ou plasticamente. Na Figura 2.36 apresenta-se um modelo simplificado para descrever o funcionamento do aparelho LRB cujas características variam consoante a fase em que o apoio se encontra.

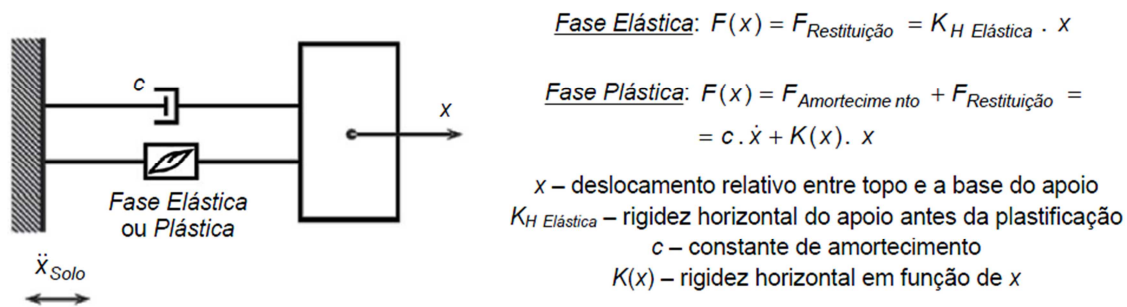


Figura 2.36 - Modelo esquemático do funcionamento de um apoio LRB e expressão da força desenvolvida no apoio para a fase elástica e plástica (adaptado de Matsagar e Jangid, 2005)

A componente de amortecimento de um aparelho LRB provém principalmente do comportamento histerético do núcleo de chumbo, sendo a componente de amortecimento viscoso desprezável. Deste modo, na fase elástica considera-se que o dispositivo LRB não exibe características de amortecimento relevantes. Durante a fase plástica, o apoio de borracha com núcleo de chumbo apresenta o desenvolvimento de uma força de restituição não linear, que é caracterizada pelo facto do valor da rigidez horizontal ser dependente do nível de deformação evidenciado pelo aparelho.

2.2.4.3 Apoios pendulares com atrito

- Propriedades

Os apoios pendulares com atrito (Figura 2.37) são dispositivos deslizantes que são instalados entre a estrutura e as fundações para a proteger das acções sísmicas. Estes apoios baseiam-se no princípio do movimento de um pêndulo, o que lhe confere a capacidade de restituição da posição inicial.



Figura 2.37 - Aparelho de apoio FPS (Earthquake Protection System, 2003)

Os apoios FPS (*Friction Pendulum Systems*) são constituídos por duas peças deslizantes. Uma delas contém uma extremidade de aço inoxidável articulada, revestida por Teflon ou por outro material compósito com baixo coeficiente de atrito e elevada capacidade de suporte, que desliza sobre a superfície polida côncava (esférica) que constitui a segunda peça (Figueiredo, 2007).

Através da Figura 2.38 é possível compreender a geometria do apoio FPS e o esquema de movimentação do mesmo.

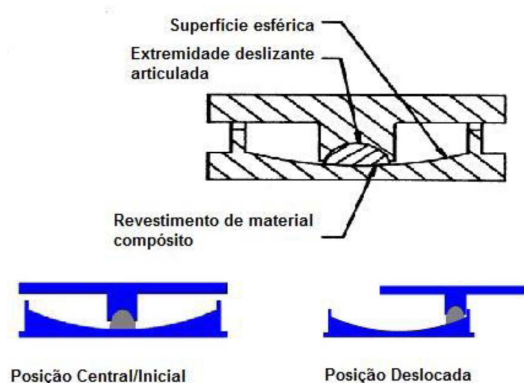


Figura 2.38 - Principais componentes de um apoio FPS (Zayas e Mahin, 1988) e movimentação do aparelho (Earthquake Protection Systems, 2003)

As estruturas isoladas com apoios FPS descrevem movimentos pendulares de pequena amplitude, quando sujeitas a uma acção sísmica, como se observa na Figura 2.39. As peças articuladas dos aparelhos movimentam-se sobre as superfícies côncavas.

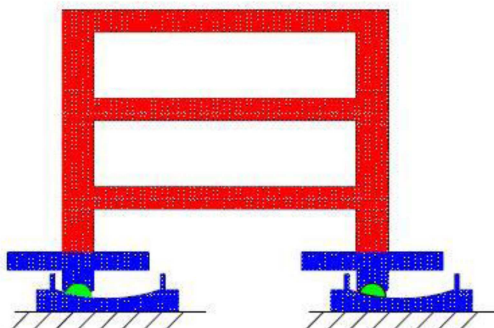


Figura 2.39 - Movimento de uma estrutura isolada com apoios FPS (Earthquake Protection Systems, 2003)

Ao contrário dos aparelhos elastoméricos, nos aparelhos FPS a dissipação de energia é realizada por atrito. A força de atrito cinético, gerada na superfície de deslizamento é responsável pela dissipação de energia proveniente do sismo. Os apoios FPS atingem níveis de amortecimento da ordem dos 10 a 40% do amortecimento crítico (Earthquake Protection Systems, 2003).

Como referido anteriormente os aparelhos FPS apresentam um mecanismo de funcionamento semelhante a um pêndulo. Após sofrerem um deslocamento devido a uma acção sísmica, a estrutura volta à sua posição inicial devido ao peso da estrutura e à geometria esférica da superfície de deslizamento dos dispositivos isoladores (Söhne, 2005).

Os dispositivos FPS apresentam uma característica única em relação a outros tipos de apoios. A rigidez horizontal dos apoios FPS é directamente proporcional ao peso da superestrutura (Zayas e

Mahin, 1988). Este facto é uma grande vantagem na resposta duma estrutura a uma acção sísmica, reduzindo os efeitos de torção produzidos por estruturas assimétricas, pois o centro de rigidez do sistema de isolamento automaticamente coincide com o centro de massa da superestrutura (Earthquake Protection Systems, 2003).

Como desvantagem dos dispositivos FPS destaca-se a necessidade de uma manutenção e cuidados especiais com a superfície de deslizamento e o facto de se associar uma componente vertical aos deslocamentos horizontais (Azevedo e Guerreiro, 1994).

Quando a força devida a um sismo é inferior à força gerada pelo atrito estático ao nível do sistema de isolamento, a estrutura responde como uma estrutura convencional de base fixa, com o seu período de vibração “não-isolada”. Uma vez que a força devida a um sismo supere a força gerada pelo atrito, a estrutura responde com um período de vibração “isolada”, com a resposta dinâmica e o amortecimento controlados pelas características do dispositivo.

Os apoios FPS, tal como a maioria dos apoios utilizados no isolamento de base de edifícios, apresentam um comportamento não linear relativamente a forças horizontais, como se pode observar através da sua relação força-deslocamento típica, ilustrada na Figura 2.40.

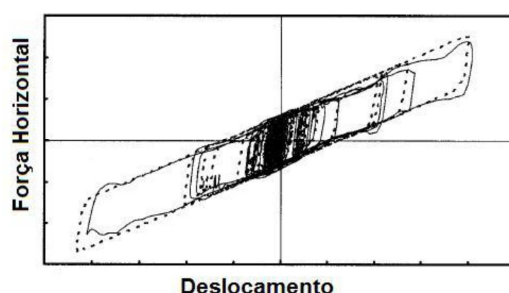


Figura 2.40 - Relação força-deslocamento característicos de um apoio FPS quando submetido a carregamentos laterais (Earthquake Protection Systems, 2003)

Os dispositivos FPS oferecem inúmeras vantagens em relação aos apoios elastoméricos no que diz respeito ao seu processo de instalação (Earthquake Protection Systems, 2003):

- O dispositivo não necessita de placas de base superior ou inferior. Assim economiza custos de material, despesas de manutenção e tempo de instalação;
- A reduzida altura dos aparelhos FPS permite que estes sejam instalados em locais com algumas restrições de espaço, economizando custos de fundação e custos e tempo de paragens na construção.
- Modelo de Comportamento

O funcionamento de um apoio FPS apresenta 2 fases, a fase estática e a fase dinâmica. A fase estática ocorre enquanto a força desenvolvida no apoio devido a um sismo não é suficiente para vencer a força de atrito estática e começar o movimento. Após a força de atrito estática ser vencida, o apoio atinge a fase dinâmica, onde ocorre a sobreposição do efeito de geração da força de atrito e do desenvolvimento da força de restituição.

A Figura 2.41 representa um modelo esquemático do comportamento de um apoio pendular com atrito e a expressão da força desenvolvida no apoio para ambas as fases referidas anteriormente.

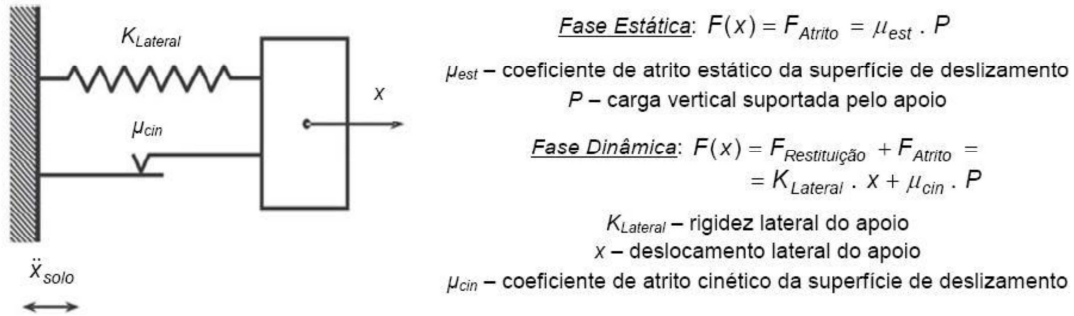


Figura 2.41 - Modelo esquemático do funcionamento de um apoio FPS e expressão da força desenvolvida no apoio para a fase estática e dinâmica (Figueiredo, 2007)

A rigidez lateral do apoio FPS (K_{lateral}), que promove a geração da força de restituição do sistema de isolamento, e traduzida pela equação (2.16).

$$K_{\text{Lateral}} = \frac{P}{R} \quad (2.16)$$

Em que,

P Carga vertical suportada pelo apoio

R Raio de curvatura da superfície esférica.

Como mencionado anteriormente, o facto da rigidez lateral do apoio FPS ser directamente proporcional ao peso da superestrutura, traz vantagens na resposta duma estrutura a uma acção lateral, reduzindo os efeitos de torção produzidos por estruturas assimétricas.

A frequência de vibração própria de um apoio FPS é controlada pela escolha do raio de curvatura da superfície de deslizamento, R , como se observa pela dedução da equação (2.17).

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\frac{P}{R}}{\frac{P}{g}}} \Leftrightarrow f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{R}} \quad (2.17)$$

Em que,

K Rigidez horizontal do sistema de isolamento

M Massa total da superestrutura

g Aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$)

O comportamento dos dispositivos FPS é controlado pela definição do raio de curvatura da superfície de deslizamento e do coeficiente de atrito (estático e cinético).

A Figura 2.42 ilustra uma vista unidireccional de um dispositivo FPS com um raio de curvatura, R , e uma carga aplicada P , sujeita a uma força lateral F , na extremidade articulada deslizante com deslocamento u . As reacções na superfície esférica são a força normal S e a reacção de atrito f . O coeficiente de atrito μ , é geralmente obtido em função de diversos factores, sendo a velocidade e a pressão os principais (Mosqueda *et al.*, 2004).

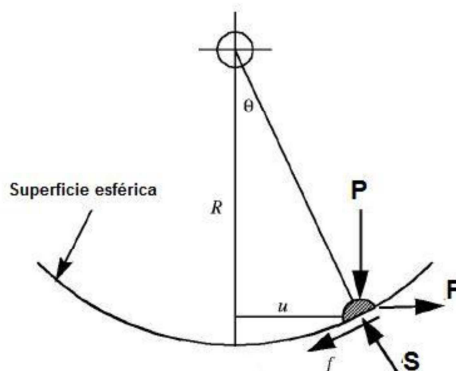


Figura 2.42 - Diagrama de corpo livre de um apoio FPS (Mosqueda *et al.*, 2004)

Assumindo que o atrito pode ser modelado como o atrito de Coulomb, onde μ é o coeficiente de atrito. O equilíbrio das forças apresentadas na Figura 2.42 resulta na seguinte expressão que relaciona a força e o deslocamento:

$$F(u) = \frac{P}{R} * u + \mu * P * \text{sgn}(\dot{u}) = F_r + F_f \quad (2.18)$$

Em que,

$\text{sgn}(\dot{u})$ Sinal da velocidade de deslizamento

Na equação (2.18), a primeira parcela corresponde à componente do pêndulo, F_r , e a segunda parcela diz respeito à componente devida ao atrito, F_f .

2.2.5 SITUAÇÃO EM PORTUGAL E NO MUNDO

O isolamento sísmico de estruturas é uma técnica ainda pouco explorada em Portugal. Apesar de já se contabilizarem algumas aplicações em pontes, como na Ponte Salgueiro Maia em Santarém. Quanto aos edifícios apenas existe em Portugal um Complexo Integrado de Saúde construído em Lisboa, na zona de Benfica (ver Figura 2.43).

O isolamento sísmico do complexo referido, composto por um hospital e uma residência de terceira idade, foi garantido através de sistemas de isolamento de base constituídos por apoios cilíndricos de borracha de alto amortecimento (*High Damping Rubber Bearing* – HDRB), produzidos pela FIP Industriale (Guerreiro *et al.*, 2005). Foram aplicados no total 315 apoios do tipo HDRB (195 no

hospital e 120 na residência de terceira idade) com diâmetros compreendidos entre 400 e 900 mm e constituídos por dois compostos de borracha distintos, um com módulo de distorção de 0,8 MPa e outro com 1,4 MPa.



Figura 2.43 - Complexo integrado de saúde, Benfca – Hospital da Luz e residência da terceira idade (Azevedo e Guerreiro, 2007)

A tecnologia de isolamento sísmico de base denota já alguma expressão a nível mundial, encontrando-se na vanguarda desta técnica países como o Japão, os Estados Unidos da América, a Itália e a Nova Zelândia. Apresentam-se de seguida alguns exemplos de aplicações de isolamento sísmico no mundo.

- Foothill Communities Law and Justice Center

A Figura 2.44 ilustra este edifício, o qual se localiza nos Estados Unidos da América e foi a primeira estrutura protegida sísmicamente por um sistema de isolamento de base, na qual foram instalados 98 apoios HDRB (Kelly, 1998).



Figura 2.44 - Foothill Communities Law and justice Center – o primeiro edifício com isolamento de base nos EUA, 1985 (Guerreiro, 2003)

- U.S. Court of Appeals

Este edifício (Figura 2.45) situa-se em São Francisco nos Estados Unidos da América e apresenta um elevado valor histórico e arquitectónico. Foi danificado em 1989 e em 1994 foram utilizados 256 apoios FPS para proteger este edifício contra a acção sísmica.

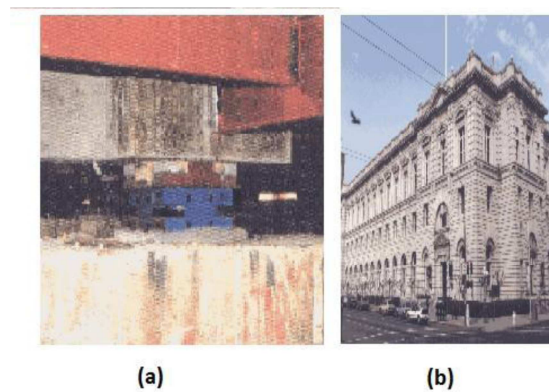


Figura 2.45 - U.S. Court of Appeals, San Francisco (a) pormenor do apoio FPS, (b) edifício com isolamento de base (Symans, 2010)

- Edifício da Telecom (Itália)

O Edifício da Telecom (Figura 2.46), localiza-se em Ancona na Itália. Este Edifício é composto por cinco edifícios de 7 pisos, no qual foram utilizados apoios do tipo HDRB para o isolar sismicamente.

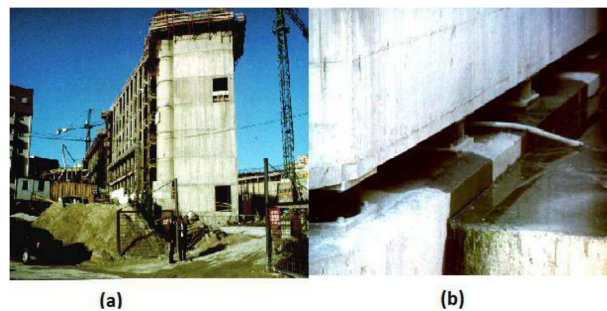


Figura 2.46 - (a) Edifício da Telecom em fase construtiva (b) detalhe dos apoios HDRB utilizados (Marioni A., 1998)

- Aeroporto Ataturk

O aeroporto de Ataturk, (ver Figura 2.47), localiza-se em Istambul na Turquia. O aeroporto foi sujeito a um sismo em 1999 quando ainda estava em fase de construção, do qual resultaram alguns danos nas colunas. Após o incidente foi decidido utilizar isolamento sísmico, apenas ao nível da cobertura. Foram utilizados 130 dispositivos do tipo FPS, os quais foram instalados no topo das colunas, a cerca de 7 m acima do solo.



Figura 2.47 – Aeroporto Ataturk

2.3 COLISÃO DE EDIFÍCIOS COM ISOLAMENTO DE BASE

É cada vez mais comum na prática da engenharia civil, para a reabilitação de estruturas de média altura, o uso de dispositivos de modificação de resposta sísmica, como a aplicação do isolamento de base, e neste estudo é analisado o comportamento do edifício com a introdução e variabilidade do parâmetro que é o atrito dos sistemas de rolamento de Teflon. Este isolamento sísmico é uma técnica de projecto conhecida para atenuar os danos dos sismos numa estrutura. O objectivo básico é a mudança da frequência própria da estrutura, e aumentar a dissipação de energia através da introdução de dispositivos de isolamento a colocar entre a fundação e a estrutura. Existem vários dispositivos de isolamento, como aparelhos elastoméricos e deslizantes, que têm sido desenvolvidos ao longo dos últimos 20 anos (Jangid e Datta, 1995).

Uma limitação prática da aplicação do isolamento de base é a abertura que deve ser aplicada entre as estruturas analisadas, por vezes grandes movimentos do solo podem fazer com que os deslocamentos na base sejam maiores do que o permitido (Providakis, 2008), levando a um aumento da possibilidade de colisão entre as estruturas.

Como nos dias de hoje, cada vez se constroem mais edifícios em pouco espaço, há a necessidade de investigar a possibilidade de colisão, e compreender os deslocamentos e acelerações do solo, e as consequências para o resto da estrutura sismicamente isolada. A colisão de edifícios, estruturalmente espaçados tem sido alvo de investigação por autores como [Anagnostopoulos e Spiliopoulos, 1992; Kasai e Maison, 1997; Penzien, 1997]. Com base nos resultados destas pesquisas importantes, introduziram-se modificações nos códigos de dimensionamento sísmico, sendo adoptadas várias medidas para mitigar os riscos causados pela colisão. Ao longo destes anos, foram desenvolvidos diferentes modelos ou metodologias analíticas a fim de estudar este fenómeno, entre os quais se destacam, os estudos com o modelo de restituição com base estéreo-mecânica (Goldsmith, 1960), os modelos de força de contacto: modelo elástico linear, o modelo de Kelvin (Anagnostopoulos, 1988) o modelo de Hertz (Davis, 1992), o modelo viscoelástico não-linear proposto por Jankowski (2005) e o modelo de Hertz com amortecimento não-linear aplicado por Muthukumar e DesRoches (2006), que também tem sido utilizada em outras áreas como a robótica e sistemas de multi-corpos (Lankarani e Nikraves, 1990).

No entanto, existem poucos investigadores a analisar a colisão de edifícios com isolamento de base. As primeiras tentativas para realizar essas investigações foram realizadas por Tsai (1997) e Malhotra (1997). Idealizando a superestrutura de um edifício isolado como um feixe de cisalhamento continuo e aplicando a teoria de propagação das ondas, Tsai (1997) chegou à conclusão que as acelerações desenvolvidas pela base da superestrutura foram muito maiores do que a aceleração máxima do solo (PGA), devido à excitação sísmica, verificando-se elevadas forças de impacto entre os edifícios.

Nagarajaiah e Sun (2001), estudaram o sistema de isolamento de base no sismo de Northridge, chegando à conclusão, que a resposta do isolamento de base dos edifícios se altera significativamente com a colisão.

Matsagar e Jangid (2003), realizaram estudos paramétricos nos edifícios isolados, para observar a influência de diferentes parâmetros do isolamento de base e das propriedades das estruturas (como a rigidez, número de pisos, e distância entre edifícios) sobre a resposta de impacto. Trabalho de pesquisa semelhante foi realizado por Komodromos *et al.* (2007).

Neste estudo, os edifícios foram modelados para dois e seis graus de liberdade através de massas concentradas, considerando que devido à acção sísmica ($\ddot{x}_g$), a colisão ocorre apenas ao nível dos pisos.

Após uma avaliação dos impactos dos modelos de colisão abordados, foi utilizado neste estudo o Modelo de Kelvin, introduzindo assim ao nível de cada piso uma mola e amortecedor linear elástico, e será utilizado no capítulo referente ao modelo analítico.

O sistema de isolamento de base aplicado neste estudo é do tipo de superfície plana de deslizamento com atrito, semelhante ao apoio pendular de atrito, mas desprezando a força correspondente à componente do pêndulo, ou seja, sem considerar a actuação de forças de centralização e a restrição do deslocamento máximo. Este dispositivo de isolamento de base é introduzido neste modelo entre a fundação e a base da estrutura como representa a Figura 2.48.

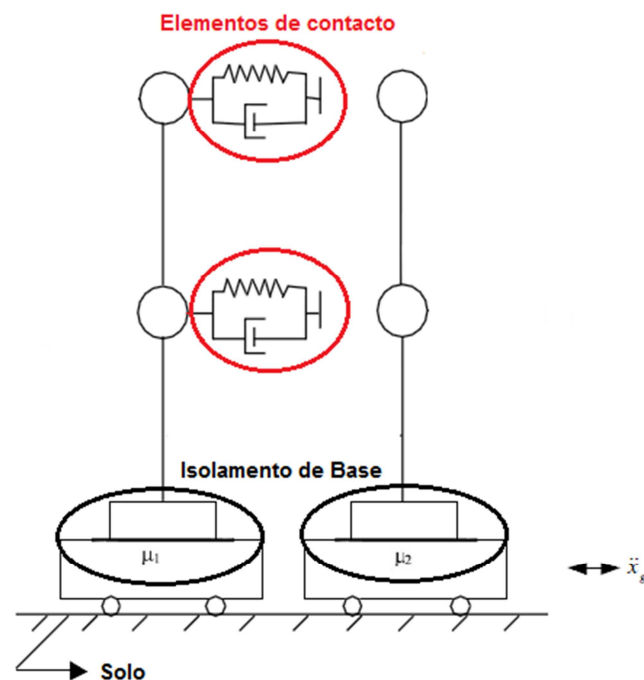


Figura 2.48 - Modelo de massas concentradas de dois edifícios sujeitos a colisão, com isolamento de base

3

MODELO ANALÍTICO

3.1 INTRODUÇÃO

Os efeitos produzidos pelo choque entre edifícios aquando da ocorrência de um sismo numa estrutura são de elevada importância, portanto uma correcta modelação deste fenómeno assume bastante importância de forma a conseguir traduzir o comportamento real da estrutura. Este capítulo tem como objectivo evidenciar os parâmetros utilizados nos modelos desenvolvidos na presente dissertação, fazendo uma apresentação sucinta das equações dinâmicas da estrutura, para a variante de dois graus de liberdade, e uma apresentação geral do modelo de seis graus de liberdade.

Para o modelo de referência (dois graus de liberdade), é feita uma análise detalhada para três situações diferentes, a colisão de edifícios de base fixa, a aplicação do isolamento de base com um determinado coeficiente de atrito na fundação do edifício e por fim a junção das anteriores, ou seja, a colisão de edifícios sismicamente isolados. Os resultados das investigações realizadas até ao momento sobre este assunto verificaram-se de análise complexa (Nagarajaiah e Sun, 2001), por isso pretende-se com esta metodologia obter os resultados mais realistas possíveis.

3.2 MODELO DE EDIFÍCIOS DE DOIS GRAUS DE LIBERDADE

3.2.1 MODELO DA COLISÃO DE EDIFÍCIOS DE BASE FIXA

Este modelo, é usado para o caso dos pisos dos edifícios adjacentes se encontrarem ao mesmo nível, ocorrendo assim colisão piso-piso. O impacto é simulado através de uma mola e de um amortecedor (Modelo de Kelvin). A modelação analítica considera apenas dois edifícios, em que ambos têm apenas dois pisos, ou seja, dois graus de liberdade, cada piso é modelado por uma massa concentrada como mostra a Figura 3.1.

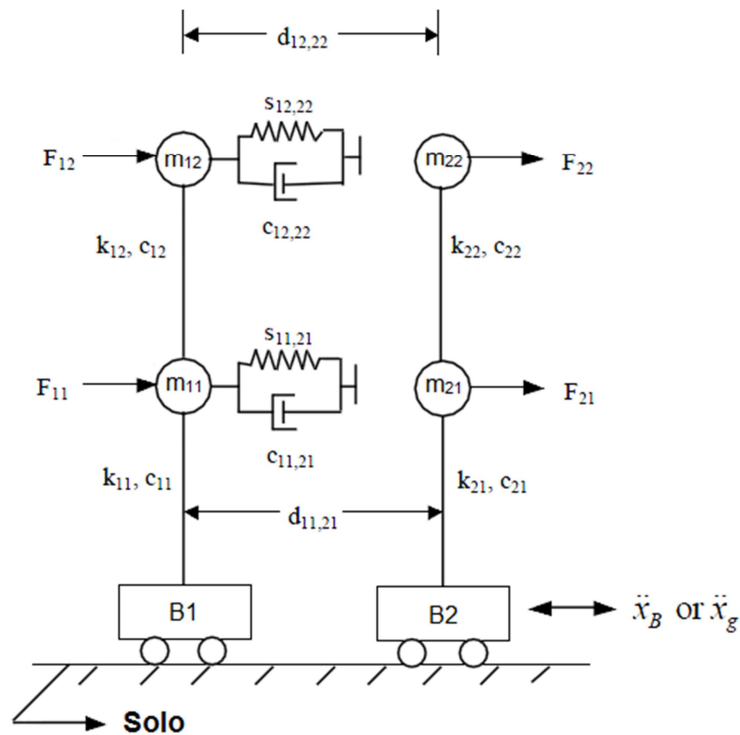
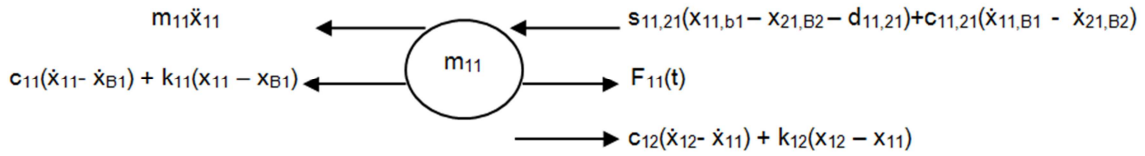
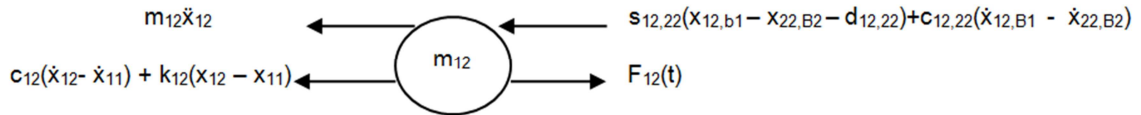
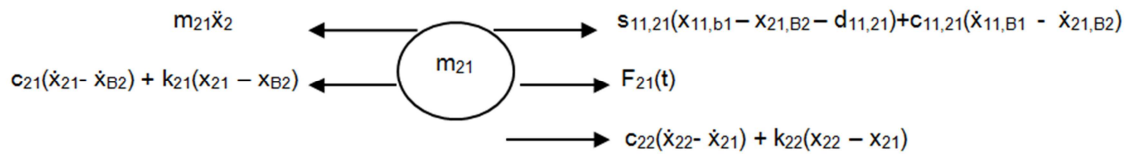
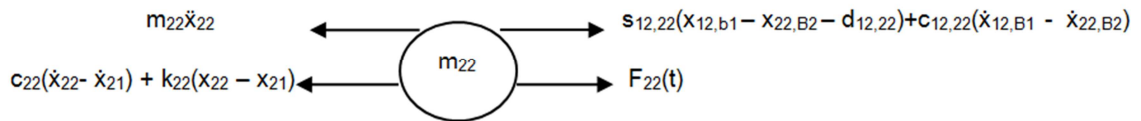


Figura 3.1 - Diagrama de dois edifícios adjacentes com 2GL de base fixa

A Figura 3.1, representa de uma forma esquemática, o sistema de colisão. Em que,

m_{ij}	Massa
k_{ij}	Rigidez
c_{ij}	Amortecimento
F_{ij}	Forças laterais
$s_{ij,ij}$	Rigidez do elemento de contacto
$c_{ij,ij}$	Amortecimento do elemento de contacto
$d_{ij,ij}$	Distância
B_i	Base do edifício i
$\ddot{x}_B$	Aceleração do solo
i	Nomenclatura do edifício
j	Nomenclatura do piso

As equações dinâmicas para a colisão entre edifícios pode ser representada através de diagramas de corpo livre, para as massas concentradas correspondentes a cada piso, como mostram as Figuras 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5.


 Figura 3.2 – Diagrama da massa concentrada m_{11} para o modelo de base fixa

 Figura 3.3 - Diagrama da massa concentrada m_{12} para o modelo de base fixa

 Figura 3.4 - Diagrama da massa concentrada m_{21} para o modelo de base fixa

 Figura 3.5 - Diagrama da massa concentrada m_{22} para o modelo de base fixa

Em que, x , $\dot{x}$ e $\ddot{x}$, representam o deslocamento, a velocidade e a aceleração, respectivamente.

A partir destes diagramas de corpo livre podem-se escrever as equações de equilíbrio (equação (3.1), (3.2), (3.3), e (3.4)) correspondentes a cada massa concentrada.

Equação de equilíbrio para a massa concentrada m_{11} , correspondente ao 1º piso do edifício 1:

$$m_{11}\ddot{x}_{11} + s_{11,21}(x_{11,B1} - x_{21,B2} - d_{11,21}) + c_{11,21}(\dot{x}_{11,B1} - \dot{x}_{21,B2}) + c_{11}(\dot{x}_{11} - \dot{x}_{B1}) + k_{11}(x_{11} - x_{B1}) - c_{12}(\dot{x}_{12} - \dot{x}_{11}) - k_{12}(x_{12} - x_{11}) = F_{11}(t) \quad (3.1)$$

Onde,

$$\ddot{x}_{11} = \ddot{x}_{11,B1} + \ddot{x}_{B1} \quad \text{Aceleração absoluta}$$

$$\dot{x}_{11,B1} = \dot{x}_{11} - \dot{x}_{B1} \quad \text{Velocidade relativa em relação à base}$$

$$x_{11,B1} = x_{11} - x_{B1} \quad \text{Deslocamento relativo em relação à base}$$

Substituindo, estas relações na equação (3.1) temos:

$$m_{11}\ddot{x}_{11,B1} + s_{11,21}(x_{11,B1} - x_{21,B2} - d_{11,21}) + c_{11,21}(\dot{x}_{11,B1} - \dot{x}_{21,B2}) + c_{11}\dot{x}_{11,B1} + k_{11}x_{11,B1} - c_{12}(\dot{x}_{12} - \dot{x}_{11}) - k_{12}(x_{12} - x_{11}) = F_{11}(t) - m_{11}\ddot{x}_{B1} \quad (3.2)$$

Equação de equilíbrio para a massa concentrada m_{12} , correspondente ao 2º piso do edifício 1:

$$m_{12}\ddot{x}_{12,B1} + s_{12,22}(x_{12,B1} - x_{22,B2} - d_{12,22}) + c_{12,22}(\dot{x}_{12,B1} - \dot{x}_{22,B2}) + c_{12}(\dot{x}_{12} - \dot{x}_{11}) + k_{12}(x_{12} - x_{11}) = F_{12}(t) - m_{12}\ddot{x}_{B1} \quad (3.3)$$

Equação de equilíbrio para a massa concentrada m_{21} , correspondente ao 1º piso do edifício 2:

$$m_{21}\ddot{x}_{21,B2} + s_{11,21}(x_{11,B1} - x_{21,B2} - d_{11,21}) + c_{11,21}(\dot{x}_{11,B1} - \dot{x}_{21,B2}) + c_{21}\dot{x}_{21,B2} + k_{21}x_{21,B2} - c_{22}(\dot{x}_{22} - \dot{x}_{21}) - k_{22}(x_{22} - x_{21}) = F_{21}(t) - m_{21}\ddot{x}_{B2} \quad (3.4)$$

Equação de equilíbrio para a massa concentrada m_{22} , correspondente ao 2º piso do edifício 2:

$$m_{22}\ddot{x}_{22,B2} + s_{12,22}(x_{12,B1} - x_{22,B2} - d_{12,22}) - c_{12,22}(\dot{x}_{12,B1} - \dot{x}_{22,B2}) + c_{22}(\dot{x}_{22} - \dot{x}_{21}) + k_{22}(x_{22} - x_{21}) = F_{22}(t) - m_{22}\ddot{x}_{B2} \quad (3.5)$$

Nas equações (3.2), (3.3), (3.4) e (3.5), $\ddot{x}_{B1}$ e $\ddot{x}_{B2}$ é a aceleração na base a que os edifícios estão sujeitos quando ocorre um sismo, e desde que não se considere a variação espacial do sismo, essas acelerações são iguais nos dois edifícios. Estas equações estão acopladas, e têm de ser resolvidas em simultâneo. Podem ser expressas na forma de equação matricial, como se pode ver na equação seguinte:

$$\begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{11,B1} \\ \ddot{x}_{12,B1} \\ \ddot{x}_{21,B2} \\ \ddot{x}_{22,B2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} + c_{12} & -c_{12} & 0 & 0 \\ -c_{12} & c_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{21} + c_{22} & -c_{22} \\ 0 & 0 & -c_{22} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_{11,B1} \\ \dot{x}_{12,B1} \\ \dot{x}_{21,B2} \\ \dot{x}_{22,B2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} + k_{12} & -k_{12} & 0 & 0 \\ -k_{12} & k_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{21} + k_{22} & -k_{22} \\ 0 & 0 & -k_{22} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_{11,B1} \\ x_{12,B1} \\ x_{21,B2} \\ x_{22,B2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} s_{11,21}(x_{11,B1} - x_{21,B2} - d_{11,21}) + c_{11,21}(\dot{x}_{11,B1} - \dot{x}_{21,B2}) \\ s_{12,22}(x_{12,B1} - x_{22,B2} - d_{12,22}) + c_{12,22}(\dot{x}_{12,B1} - \dot{x}_{22,B2}) \\ -s_{11,21}(x_{11,B1} - x_{21,B2} - d_{11,21}) - c_{11,21}(\dot{x}_{11,B1} - \dot{x}_{21,B2}) \\ -s_{12,22}(x_{12,B1} - x_{22,B2} - d_{12,22}) + c_{12,22}(\dot{x}_{12,B1} - \dot{x}_{22,B2}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{11} \\ F_{12} \\ F_{21} \\ F_{22} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{B1} \\ \ddot{x}_{B1} \\ \ddot{x}_{B2} \\ \ddot{x}_{B2} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

A equação do movimento para o sistema de construção ilustrada na Figura 3.1 pode ser reescrita como:

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{11,B1} \\ \ddot{x}_{12,B1} \\ \ddot{x}_{21,B2} \\ \ddot{x}_{22,B2} \end{bmatrix} + \\
 & \left(\begin{bmatrix} c_{11} + c_{12} & -c_{12} & 0 & 0 \\ -c_{12} & c_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{21} + c_{22} & -c_{22} \\ 0 & 0 & -c_{22} & c_{22} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11,21} & 0 & -c_{11,21} & 0 \\ 0 & c_{12,22} & 0 & -c_{12,22} \\ -c_{11,21} & 0 & c_{11,21} & 0 \\ 0 & -c_{12,22} & 0 & c_{12,22} \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} \dot{x}_{11,B1} \\ \dot{x}_{12,B1} \\ \dot{x}_{21,B2} \\ \dot{x}_{22,B2} \end{bmatrix} + \\
 & \left(\begin{bmatrix} k_{11} + k_{12} & -k_{12} & 0 & 0 \\ -k_{12} & k_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{21} + k_{22} & -k_{22} \\ 0 & 0 & -k_{22} & k_{22} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} s_{11,21} & 0 & -s_{11,21} & 0 \\ 0 & s_{12,22} & 0 & -s_{12,22} \\ -s_{11,21} & 0 & s_{11,21} & 0 \\ 0 & -s_{12,22} & 0 & s_{12,22} \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} x_{11,B1} \\ x_{12,B1} \\ x_{21,B2} \\ x_{22,B2} \end{bmatrix} + \\
 & \begin{bmatrix} -s_{11,21}d_{11,21} \\ -s_{12,22}d_{12,22} \\ s_{11,21}d_{11,21} \\ s_{12,22}d_{12,22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{11} \\ F_{12} \\ F_{21} \\ F_{22} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{B1} \\ \ddot{x}_{B1} \\ \ddot{x}_{B2} \\ \ddot{x}_{B2} \end{bmatrix} \quad (3.7)
 \end{aligned}$$

Quando a resposta dos dois edifícios é de tal ordem que não há colisão entre eles, por exemplo, no início da simulação, quando as massas são estacionárias, a mola e o amortecedor de impacto não actuam, e os valores atribuídos a $s_{11,21}$, $s_{12,22}$, $c_{11,21}$ e $c_{12,22}$ é zero. Mais formalmente estas restrições podem ser expressas como:

$$x_{11,B1} - x_{21,B2} - d_{11,21} \leq 0 \rightarrow s_{11,21}, c_{11,21} = 0 \quad (3.8)$$

$$x_{12,B1} - x_{22,B2} - d_{12,22} \leq 0 \rightarrow s_{12,22}, c_{12,22} = 0 \quad (3.9)$$

O contacto entre as massas aglomeradas de pisos ocorre quando as equações $x_{11,B1} - x_{21,B2} - d_{11,21} > 0$ ou $x_{12,B1} - x_{22,B2} - d_{12,22} > 0$ são satisfeitas. Quando isso acontece o primeiro edifício colide progressivamente com o segundo, durante um determinado intervalo de tempo. Isso ocorre porque a largura dos edifícios é considerada neste modelo como massas concentradas, e assim a largura do edifício é igual a zero. Claramente, edifícios reais têm uma largura finita, e pode-se interpretar que isso significa que o primeiro edifício colide com os danos do segundo edifício. Nesta perspectiva, o modelo simula os edifícios reais relativamente bem. Usando o deslocamento e a velocidade de resposta do sistema, as forças de impacto que ocorrem entre os edifícios também podem ser calculadas. A magnitude da força do impacto entre os edifícios ao nível do 1º piso é dada pela seguinte expressão:

$$s_{11,21}(x_{11,B1} - x_{21,B2} - d_{11,21}) + c_{11,21}(\dot{x}_{11,B1} - \dot{x}_{21,B2}) \quad (3.10)$$

Ao nível do 2º piso é:

$$s_{12,22}(x_{12,B1} - x_{22,B2} - d_{12,22}) + c_{12,22}(\dot{x}_{12,B1} - \dot{x}_{22,B2}) \quad (3.11)$$

Em ambos os pisos, a rigidez e o amortecimento do elemento de contacto actua á esquerda do edifício 1 e á direita do edifício 2.

3.2.2 MODELO DO SISTEMA DE ISOLAMENTO DE BASE

A aplicação de dispositivos de isolamento de base na construção, diminui a força de inércia que actua sobre a superestrutura e, portanto, diminui os deslocamentos e as forças de cisalhamento (Arya, 1984). Um sistema de isolamento de base por deslizamento pode ser fornecido pelo uso de Teflon (TFE), aparelhos deslizantes entre a superestrutura e a sua fundação e é composto por Teflon-aço interfaces (Mokha *et al.*, 1990 e Constantinou *et al.*, 1990). Na construção real de um sistema de isolamento de base por deslizamento, este consiste em um dispositivo de centralização ou força restauradora (Mokha *et al.*, 1990), de modo a evitar o deslocamento residual da estrutura, no entanto, no presente estudo este aspecto é negligenciado. Para o sistema de isolamento foi realizado um estudo paramétrico para avaliar o valor do coeficiente de atrito mais adequado. Num caso real o coeficiente de atrito estático é diferente do valor do coeficiente de atrito cinético e ambos variam em função da pressão de rolamento e da velocidade de deslizamento (Mokha *et al.*, 1990), uma vez que a diferença entre os dois é pequena foi considerado para este estudo o mesmo valor para os dois coeficientes de atrito. O coeficiente de atrito previsto deve ser escolhido de acordo com os picos de máxima aceleração esperada do movimento do solo para atingir o máximo proveito do sistema de isolamento por deslizamento (Arya, 1984).

Aqui iremos desenvolver a equação para a resposta de dois graus de liberdade num sistema de base isolada, apenas para um edifício. Ao contrário dos edifícios estudados no ponto anterior, aqui a base do edifício é separada da fundação pelo sistema de deslizamento como está ilustrado na Figura 3.6. A parte superior do sistema estrutural pode deslizar em relação à fundação, que tem o mesmo movimento da terra durante um sismo. O coeficiente de atrito de deslizamento é dado por μ . Para desenvolver a equação para a resposta, considere os diagramas de corpo livre do modelo de massas concentradas do edifício e da base do edifício, conforme mostrado nas Figuras 3.7, 3.8 e 3.9.

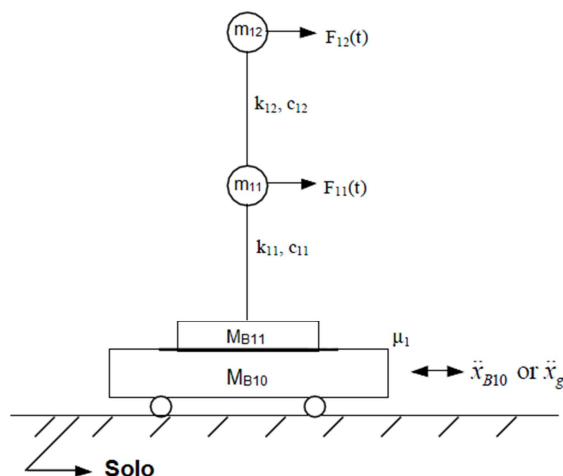


Figura 3.6 - Diagrama de edifício de 2GL com sistema de isolamento de base

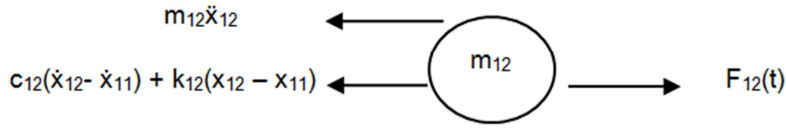
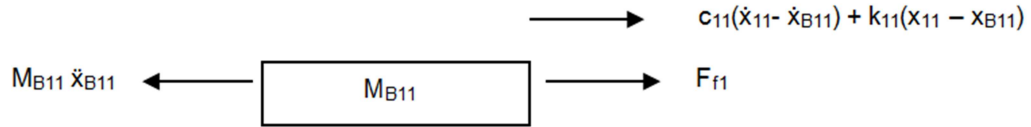

 Figura 3.7 - Diagrama da massa concentrada m_{12} para o modelo de base isolada

 Figura 3.8 - Diagrama da massa concentrada m_{11} para o modelo de base isolada

 Figura 3.9 - Diagrama da massa concentrada M_{B11} para o modelo de base isolada

A equação de equilíbrio da massa m_{12} é:

$$m_{12}\ddot{x}_{12} + c_{12}(\dot{x}_{12} - \dot{x}_{11}) + k_{12}(x_{12} - x_{11}) = F_{12}(t) \quad (3.12)$$

Onde,

$$\ddot{x}_{12} = \ddot{x}_{12,B11} + \ddot{x}_{B11}$$

Aceleração absoluta

$$\ddot{x}_{B11} = \ddot{x}_{B11,B10} + \ddot{x}_{B10}$$

Aceleração de deslizamento

$$\dot{x}_{12,B11} = \dot{x}_{12} - \dot{x}_{B11}$$

Velocidade relativa em relação á base da estrutura

$$x_{12,B11} = x_{12} - x_{B11}$$

Deslocamento relativo em relação á base da estrutura

Substituindo vem:

$$m_{12}\ddot{x}_{12,B11} + c_{12}\dot{x}_{12,B11} - c_{12}\dot{x}_{11,B11} + k_{12}x_{12,B11} - k_{12}x_{11,B11} = F_{12}(t) - m_{12}\ddot{x}_{B11,B10} - m_{12}\ddot{x}_{B10} \quad (3.13)$$

A equação de equilíbrio da massa m_{11} é:

$$m_{11}\ddot{x}_{11,B11} + c_{11}\dot{x}_{11,B11} + k_{11}x_{11,B11} - c_{12}\dot{x}_{12,B11} - c_{12}\dot{x}_{11,B11} - k_{12}x_{12,B11} - k_{12}x_{11,B11} = F_{12}(t) - m_{11}\ddot{x}_{B11,B10} - m_{11}\ddot{x}_{B10} \quad (3.14)$$

A equação de equilíbrio para a massa M_{B11} , é escrita a partir do seu diagrama de corpo livre da Figura 3.8, assumindo que a terra acelera para o lado direito no início do sismo.

$$M_{B11} \ddot{x}_{B11} = c_{11}(\dot{x}_{11} - \dot{x}_{B11}) + k_{11}(x_{11} - x_{B11}) + F_{f1} \quad (3.15)$$

Usando as equações (3.13) e (3.14), para substituir $c_{11}(\dot{x}_{11} - \dot{x}_{B11}) + k_{11}(x_{11} - x_{B11})$ na equação (3.15), obtém-se a seguinte equação:

$$(m_{11} + m_{12} + M_{B11})\ddot{x}_{B11,B10} = F_{f1} + F_{11} + F_{12} - (m_{11} + m_{12} + M_{B11})\ddot{x}_{B10} - m_{11}\ddot{x}_{11,B11} - m_{12}\ddot{x}_{12,B11} \quad (3.16)$$

Onde F_{f1} , é a força de atrito e é calculada pela expressão:

$$F_{f1} = \mu_1(m_{11} + m_{12} + M_{B11}) * g \quad (3.17)$$

Em que,

μ_1 Coeficiente de atrito

g Aceleração da gravidade

A direcção da força de atrito depende da velocidade da base da estrutura em relação à fundação, e será na direcção oposta. Sendo assim a equação (3.16) pode ser escrita da seguinte forma:

$$(m_{11} + m_{12} + M_{B11})\ddot{x}_{B11,B10} = -sgn(\dot{x}_{B11,B10})F_{f1} + F_{11} + F_{12} - (m_{11} + m_{12} + M_{B11})\ddot{x}_{B10} - m_{11}\ddot{x}_{11,B11} - m_{12}\ddot{x}_{12,B11} \quad (3.18)$$

Onde, sgn significa função sinal, e tem como objectivo colocar a força de atrito contrária à velocidade da base em relação à fundação. Quando não há deslizamento, na equação (2.21) o valor de $\ddot{x}_{B11,B10}$ é igual a zero.

O deslizamento ocorre quando a força de atrito excede o seu limite, a equação (3.16), pode ser usada para calcular a força de atrito real no sistema de deslizamento.

Assim para haver deslizamento tem de ocorrer a seguinte condição:

$$|(m_{11} + m_{12} + M_{B11})\ddot{x}_{B10} + (m_{11} + m_{12})\ddot{x}_{B11,B10} + m_{11}\ddot{x}_{11,B11} + m_{12}\ddot{x}_{12,B11} - F_{11} - F_{12}| > \mu_1(m_{11} + m_{12} + M_{B11}) * g \quad (3.19)$$

Quando não ocorre deslizamento, a velocidade e aceleração de deslizamento são iguais a zero.

A equação de movimento para o edifício 2 é:

$$\begin{bmatrix} m_{21} & 0 \\ 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{21,B21} \\ \ddot{x}_{22,B21} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{21} + c_{22} & -c_{22} \\ -c_{22} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_{21,B21} \\ \dot{x}_{22,B21} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{21} + k_{22} & -k_{22} \\ -k_{22} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_{21,B21} \\ x_{22,B21} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} s_{11,21}(x_{11,B10} - x_{21,B20} - d_{11,21}) + c_{11,21}(\dot{x}_{11,B10} - \dot{x}_{21,B20}) \\ s_{12,22}(x_{12,B10} - x_{22,B20} - d_{12,22}) + c_{12,22}(\dot{x}_{12,B10} - \dot{x}_{22,B20}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{21} \\ F_{22} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} m_{21} & 0 \\ 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{B21,B20} \\ \ddot{x}_{B21,B20} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} m_{21} & 0 \\ 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{B20} \\ \ddot{x}_{B20} \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

Combinando a equação (3.20) e (3.21) em apenas uma equação matricial temos:

$$\begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{11,B11} \\ \ddot{x}_{12,B11} \\ \ddot{x}_{21,B21} \\ \ddot{x}_{22,B21} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} + c_{12} & -c_{12} & 0 & 0 \\ -c_{12} & c_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{21} + c_{22} & -c_{22} \\ 0 & 0 & -c_{22} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_{11,B11} \\ \dot{x}_{12,B11} \\ \dot{x}_{21,B21} \\ \dot{x}_{22,B21} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} + k_{12} & -k_{12} & 0 & 0 \\ -k_{12} & k_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{21} + k_{22} & -k_{22} \\ 0 & 0 & -k_{22} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_{11,B11} \\ x_{12,B11} \\ x_{21,B21} \\ x_{22,B21} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} s_{11,21}(x_{11,B10} - x_{21,B20} - d_{11,21}) + c_{11,21}(\dot{x}_{11,B10} - \dot{x}_{21,B20}) \\ s_{12,22}(x_{12,B10} - x_{22,B20} - d_{12,22}) + c_{12,22}(\dot{x}_{12,B10} - \dot{x}_{22,B20}) \\ -s_{11,21}(x_{11,B10} - x_{21,B20} - d_{11,21}) - c_{11,21}(\dot{x}_{11,B10} - \dot{x}_{21,B20}) \\ -s_{12,22}(x_{12,B10} - x_{22,B20} - d_{12,22}) + c_{12,22}(\dot{x}_{12,B10} - \dot{x}_{22,B20}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{11} \\ F_{12} \\ F_{21} \\ F_{22} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{B11,B10} \\ \ddot{x}_{B12,B10} \\ \ddot{x}_{B21,B20} \\ \ddot{x}_{B21,B20} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{B10} \\ \ddot{x}_{B10} \\ \ddot{x}_{B20} \\ \ddot{x}_{B20} \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

A equação do movimento para o sistema pode ser reescrita como:

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{11,B11} \\ \ddot{x}_{12,B11} \\ \ddot{x}_{21,B21} \\ \ddot{x}_{22,B21} \end{bmatrix} + \\
 & \left(\begin{bmatrix} c_{11} + c_{12} & -c_{12} & 0 & 0 \\ -c_{12} & c_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_{21} + c_{22} & -c_{22} \\ 0 & 0 & -c_{22} & c_{22} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11,21} & 0 & -c_{11,21} & 0 \\ 0 & c_{12,22} & 0 & -c_{12,22} \\ -c_{11,21} & 0 & c_{11,21} & 0 \\ 0 & -c_{12,22} & 0 & c_{12,22} \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} \dot{x}_{11,B11} \\ \dot{x}_{12,B11} \\ \dot{x}_{21,B21} \\ \dot{x}_{22,B21} \end{bmatrix} + \\
 & \left(\begin{bmatrix} k_{11} + k_{12} & -k_{12} & 0 & 0 \\ -k_{12} & k_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{21} + k_{22} & -k_{22} \\ 0 & 0 & -k_{22} & k_{22} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} s_{11,21} & 0 & -s_{11,21} & 0 \\ 0 & s_{12,22} & 0 & -s_{12,22} \\ -s_{11,21} & 0 & s_{11,21} & 0 \\ 0 & -s_{12,22} & 0 & s_{12,22} \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} x_{11,B11} \\ x_{12,B11} \\ x_{21,B21} \\ x_{22,B21} \end{bmatrix} + \\
 & \begin{bmatrix} c_{11,21} & 0 & -c_{11,21} & 0 \\ 0 & c_{12,22} & 0 & -c_{12,22} \\ -c_{11,21} & 0 & c_{11,21} & 0 \\ 0 & -c_{12,22} & 0 & c_{12,22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x}_{B11,B10} \\ \dot{x}_{B11,B10} \\ \dot{x}_{B21,B20} \\ \dot{x}_{B21,B20} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} s_{11,21} & 0 & -s_{11,21} & 0 \\ 0 & s_{12,22} & 0 & -s_{12,22} \\ -s_{11,21} & 0 & s_{11,21} & 0 \\ 0 & -s_{12,22} & 0 & s_{12,22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_{B11,B10} \\ x_{B11,B10} \\ x_{B21,B20} \\ x_{B21,B20} \end{bmatrix} + \\
 & \begin{bmatrix} -s_{11,21}d_{11,21} \\ -s_{12,22}d_{12,22} \\ s_{11,21}d_{11,21} \\ s_{12,22}d_{12,22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{11} \\ F_{12} \\ F_{21} \\ F_{22} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{B11,B10} \\ \ddot{x}_{B11,B10} \\ \ddot{x}_{B21,B20} \\ \ddot{x}_{B21,B20} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{21} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_{B10} \\ \ddot{x}_{B10} \\ \ddot{x}_{B20} \\ \ddot{x}_{B20} \end{bmatrix} \quad (3.23)
 \end{aligned}$$

Esta equação está sujeita às restrições evidenciadas nas equações (3.8) e (3.9).

A equação dinâmica para o deslizamento da estrutura é similar à equação (3.18), sendo que neste caso o modelo é para a análise de dois edifícios.

O modelo desenvolvido de dois graus de liberdade, é de certa forma geral, uma vez que é possível investigar e analisar o comportamento dos edifícios separados, sujeitos a colisão entre edifícios, e ambas as vertentes sem e com isolamento de base. Foi fornecido pelo orientador desta dissertação a base de um programa em MATLAB, sendo adaptado e desenvolvido para este modelo com o intuito de resolver o sistema de edifícios indicado nesta secção, que foi incluído na presente tese, encontra-se no anexo A as equações dinâmicas necessárias para o desenvolvimento do programa, com a explicitação das variáveis em estudo e a apresentação das equações matriciais, e no anexo B está o programa propriamente dito. A partir deste programa, foi analisado e estudado os deslocamentos, velocidades e acelerações de cada piso, o corte basal e momento basal, entre outros parâmetros. No programa são colocadas as acelerações de um sismo para determinados intervalos de tempo, as características dos edifícios e dos elementos de contacto, as forças laterais caso existam, desde o vento a outras forças adversas à estrutura, e o programa faz a integração numérica da equação deste modelo através da função “ode45” (*ordinary differential equations*) presente no MATLAB. Com base neste modelo foi ainda desenvolvido um programa com seis graus de liberdade, apresentado na secção seguinte.

3.3 MODELO DE EDIFÍCIOS DE SEIS GRAUS DE LIBERDADE

A equação dinâmica da secção 3.2.3, é geral, e pode ser analisada e desenvolvida para qualquer grau de liberdade, a prova disso é o estudo da colisão de edifícios de seis graus de liberdade (6GL), com a adaptação do programa de MATLAB. Neste capítulo apenas se representa o modelo da colisão de edifícios com isolamento de base (ver Figura 3.11).

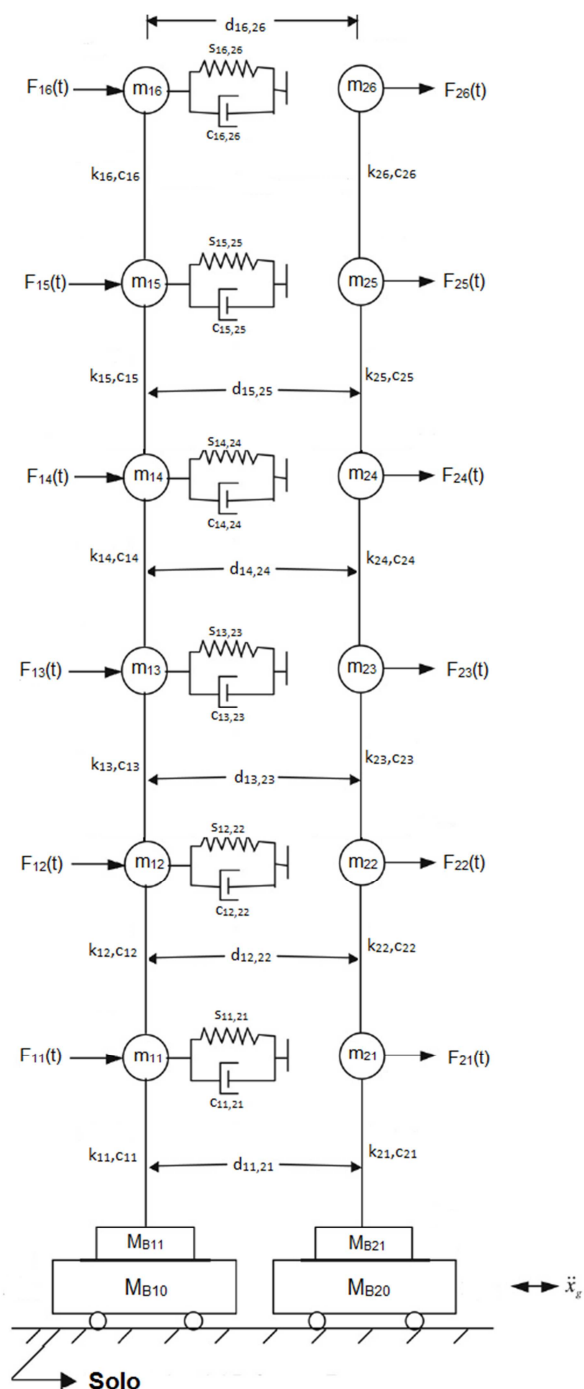


Figura 3.11 - Diagrama do sistema de colisão entre dois edifícios com isolamento de base de 6GL

Uma vez que as equações matriciais para este modelo de seis graus de liberdade, são semelhantes às de dois graus de liberdade, e são muito extensas, não são expostas neste capítulo. No Anexo C estão explicitadas as equações matriciais e os detalhes das matrizes desenvolvidas e utilizadas para este modelo de uma forma sucinta.

4

ESTUDOS PARAMÉTRICOS REALIZADOS PARA O MODELO DE REFERÊNCIA

No presente capítulo pretende-se interpretar os diversos parâmetros em análise para o estudo dinâmico de um edifício com isolamento de base e sujeito a colisão com o auxílio do programa elaborado em MATLAB para o modelo de dois graus de liberdade. O objectivo é comparar os resultados obtidos nas diferentes abordagens, e chegar a uma conclusão sobre os fenómenos em estudo.

4.1 INTRODUÇÃO AO CASO DE ESTUDO

O caso em análise tem como principal objectivo a análise de dois edifícios em banda, de dois pisos, rés-do-chão para escritórios, e um piso para habitação. Este complexo habitacional situar-se-ia em Lisboa, zona com um risco sísmico acentuado. Este estudo analisa o efeito do isolamento de base num edifício isolado e a colisão dos edifícios sem e com isolamento de base.

Utilizaram-se dois edifícios estruturalmente distintos, embora geometricamente semelhantes, para que o seu funcionamento sob sismos no mesmo local não ocorra em fase.

4.1.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS EDIFÍCIOS

Os dois edifícios a analisar em Lisboa são de betão armado (C20/25) com módulo de elasticidade ($E=30$ GPa).

4.1.1.1 Edifício 1

- Características gerais

Área da Planta (ver Figura 4.1) - $24 \times 15 = 360 \text{ m}^2$

Na direcção xx tem quatro vãos de 6 m

Na direcção yy tem três vãos de 5 m

Altura do r/c - $h_{11}=3,5 \text{ m}$

Altura do 1º piso - $h_{12}=3 \text{ m}$

Laje maciça - 14 cm de espessura

Quantidade de Pilares - 20

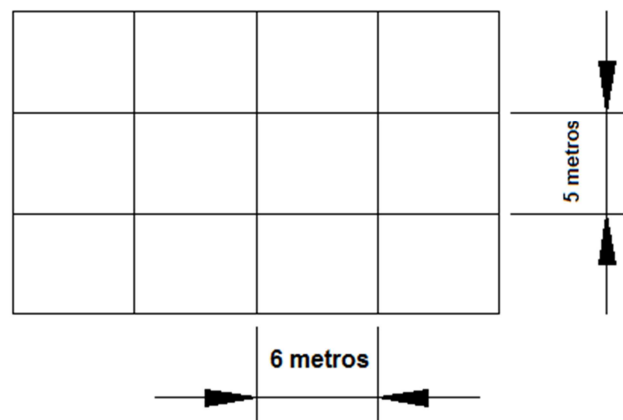


Figura 4.1 – Planta do edifício 1

- Dimensionamento

Cargas a actuar:

Peso próprio da laje = $0,14 \times 25 = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Cargas permanentes (revestimentos, paredes divisórias e pilares) - 3 kN/m^2

Sobrecarga (Segundo o RSA) é 2 kN/m^2 para pisos habitacionais e 1 kN/m^2 para a cobertura.

Dimensionamento para Estado Limite Último:

$$1^\circ \text{ piso} - 1,35 \times 3,5 + 1,35 \times 3 + 1,5 \times 2 = 11,775 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Cobertura} - 1,35 \times 3,5 + 1,35 \times 3 + 1,5 \times 1 = 10,275 \text{ KN/m}^2$$

Pilares

Considerando o caso mais desfavorável, o pilar do meio, em que a área de influência é de $6 \times 5 = 30 \text{ m}^2$, e tendo sido adoptado um coeficiente de segurança (γ_m) por forma a ter em conta a acção das forças horizontais. Para efeitos de pré-dimensionamento, considerou-se a área de armadura ordinária aproximadamente 1% da área da secção de betão. A equação seguinte exprime o cálculo da área da secção (EC2).

$$N_{ed} = (A_c \times f_{cd} + 0,01A_c \times f_{yd}) / \gamma_m \quad (4.1)$$

Em que:

A_c	Área da secção de betão
γ_m	Coeficiente que tem em conta a acção do momento
N_{ed}	Esforço axial de cálculo
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de betão
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

Onde,

$$N_{ed} = 11,775 \cdot 30 + 10,275 \cdot 30 = 661,5 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 16,667 \text{ MPa}$$

$$\gamma_m = 0,7$$

Assim,

$$A_c = 0,022$$

Usaram-se pilares quadrados (0,25x0,25) Área = 0,0625 m²

Vigas

Foi utilizado o Método de ACI e considerou-se a laje a descarregar na direcção y, assim vai descarregar nas vigas de 6m de vão.

Cálculo da carga distribuída na viga:

$$p = 11,775 \cdot 5 = 58,875 \text{ KN/m}$$

Segundo o Método de ACI:

$$\text{Momento máximo positivo} = \frac{pl^2}{14} = 151,39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Momento máximo negativo} = \frac{pl^2}{10} = 211,95 \text{ KN.m}$$

Em que:

l Comprimento da viga

p Carga distribuída

O pré-dimensionamento das vigas foi realizado com base na carga distribuída da laje, da área de influência da viga, e do seu peso próprio. Por forma a ter em conta a última carga referida foi adoptado por simplificação que a largura (b) e altura (d) da viga são aproximadamente, b=0,4d. Para o dimensionamento da secção considera-se o pior momento, e $\mu=0,25$ para um dimensionamento económico:

$$\begin{cases} b = 0,4d \\ \mu = \frac{M}{bd^2 \cdot f_{cd}} \end{cases} \quad (4.2)$$

Assim,

$$\begin{cases} b = 0,4d \\ d^3 = \frac{211,95}{0,25 * 0,4 * 16667} \end{cases} = \begin{cases} b = 0,14 \\ d = 0,36 \end{cases}$$

Considerou-se:

$$\begin{cases} b = 0,2 \text{ m} \\ d = 0,4 \text{ m} \end{cases}$$

4.1.1.2 Edifício 2

- Características

Área da Planta (ver Figura 4.2) - $32 \times 15 = 480 \text{ m}^2$

Na direcção xx tem quatro vãos de 8 m

Na direcção yy tem três vãos de 5 m

Altura do r/c – $h_{21} = 3 \text{ m}$

Altura do 1º piso – $h_{22} = 3 \text{ m}$

Laje maciça – 14cm de espessura

Quantidade de Pilares - 20

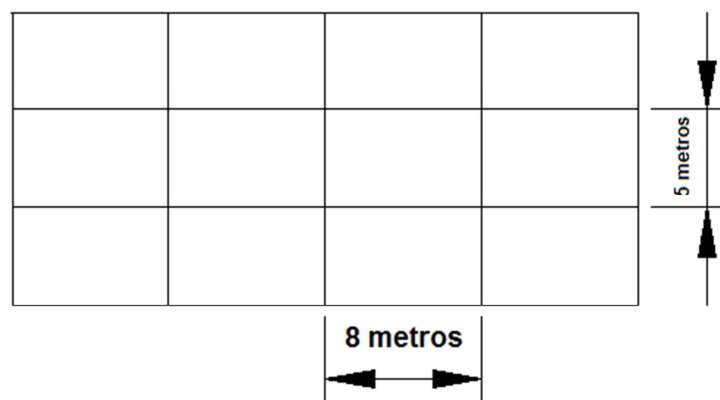


Figura 4.2 – Planta do edifício 2

- Dimensionamento

As cargas a actuar são as mesmas que no edifício 1, logo vamos ter os mesmos esforços para estado limite último.

Pilares

Considerando o caso mais desfavorável, pilar do meio, em que a área de influência é de $8 \times 5 = 40 \text{ m}^2$, temos:

$$N_{ed} = 11,775 \times 40 + 10,275 \times 40 = 882 \text{ kN/m}^2$$

Pela equação (4.1), e admitindo o mesmo valor para as outras variáveis, obteve-se:

$$A_c = 0,029 \text{ m}^2$$

No entanto, usaram-se pilares quadrados ($0,3 \times 0,3$), área = $0,09 \text{ m}^2$, diferentes dos usados no edifício 1, com o objectivo de se analisar a colisão entre edifícios com diferentes valores de rigidez dos pilares.

Vigas

Foi utilizado o Método de ACI e considerou-se a laje a descarregar na direcção y, assim a laje vai descarregar nas vigas de 8 m (l).

Cálculo da carga aplicada na viga:

$$p = 11,775 \times 5 = 58,875 \text{ KN/m}$$

Segundo o Método de ACI:

$$\text{Momento máximo positivo} = \frac{pl^2}{14} = 269,14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Momento máximo negativo} = \frac{pl^2}{10} = 376,80 \text{ KN.m}$$

Para o dimensionamento da secção considerou-se o pior momento, e $\mu=0,25$ para um dimensionamento económico. Através da equação (4.2) foram calculados os valores da secção, e assim foram considerados os seguintes valores para as dimensões da secção.

$$\begin{cases} b = 0,2\text{m} \\ d = 0,5\text{m} \end{cases}$$

4.1.2 CÁLCULO DA MASSA

4.1.2.1 Considerações gerais

Para o cálculo da massa de cada piso é utilizada a combinação quase permanente,

$$(\sum G_K + \sum \psi_2 * Q_K) \quad (4.3)$$

Em que,

G_K	Cargas permanentes
Q_K	Sobrecargas
ψ_2	Coefficiente da sobrecarga

Com,

$\psi_2=0,2$, uma vez que os edifícios são residenciais (RSA).

$$1^\circ \text{ piso} - 1 * 3,5 + 1 * 3 + 0,2 * 2 = 6,9 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Cobertura} - 1 * 3,5 + 1 * 3 + 0,2 * 1 = 6,7 \text{ KN/m}^2$$

No caso da massa da base da superestrutura, ou seja, a massa que se encontra na parte superior do isolamento de base até ao 1º Piso, considerou-se que o isolamento de base se encontra imediatamente acima da fundação, e que a laje do rés-do-chão descarrega directamente na fundação. Assim a massa da base da superestrutura inclui apenas o peso próprio dos pilares.

4.1.2.2 Edifício 1

Base - $M_{B11} = \text{peso do pilar} * \text{número de pilares}$

$$\text{Peso do pilar} = 0,25 * 0,25 * 3,5 * 25 (\text{peso volúmico do betão})/9,81 = 0,55745 \text{ ton}$$

$$M_{B11} = 0,55745 * 20 = 11.149 \text{ ton}$$

$$1^\circ \text{ Piso} - m_{11} = 6,9 * \frac{360}{9,81} = 253,211 \text{ ton}$$

$$\text{Cobertura} - m_{12} = 6,7 * \frac{360}{9,81} = 245,87 \text{ ton}$$

$$\text{Matriz Massa} - M1 = \begin{bmatrix} 253,211 & 0 \\ 0 & 245,87 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

4.1.2.3 Edifício 2

$$M_{B21} = 0,3 * 0,3 * 3 * 25 * 20/9,81 = 13.761 \text{ ton}$$

$$1^\circ \text{ Piso} - m_{21} = 6,9 * 480/9,81 = 337,61 \text{ ton}$$

$$\text{Cobertura} - m_{22} = 6,7 * 480/9,81 = 327,83 \text{ ton}$$

$$\text{Matriz Massa} - M2 = \begin{bmatrix} 337,61 & 0 \\ 0 & 327,83 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

4.1.3 CÁLCULO DA RIGIDEZ

4.1.3.1 Edifício 1

$$\text{Inércia dos Pilares } I_1 = \frac{0,25^4}{12} = 0,00032552 \text{ m}^4$$

$$1^\circ \text{ Piso} - k_{11} = \frac{EI_1}{h_{11}^3} * n_1 = \frac{30 * 10^6 * 3,2552 * 10^{-4}}{3,5^3} * 20 = 54664,7 \text{ KN}$$

$$\text{Cobertura} - k_{12} = \frac{EI_1}{h_{12}^3} * n_1 = \frac{30 * 10^6 * 3,2552 * 10^{-4}}{3^3} * 20 = 86805,556 \text{ KN}$$

$$\text{Matriz Rigidez} - K1 = \begin{bmatrix} k_{11} + k_{12} & -k_{12} \\ -k_{12} & k_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 141470,256 & -86805,556 \\ -86805,556 & 86805,556 \end{bmatrix} \text{ KN}$$

4.1.3.2 Edifício 2

$$\text{Inércia dos Pilares } I_2 = \frac{0,3^4}{12} = 0,000675 \text{ m}^4$$

$$1^\circ \text{ Piso} - k_{21} = \frac{EI_2}{h_{21}^3} * n_2 = \frac{30*10^6*6,75*10^{-4}}{3^3} * 20 = 180000 \text{ KN}$$

$$\text{Cobertura} - k_{22} = \frac{EI}{h_{22}^3} * n_2 = \frac{30*10^6*3,2552*10^{-4}}{3^3} * 20 = 180000 \text{ KN}$$

$$\text{Matriz Rigidez} - K_2 = \begin{bmatrix} 360000 & -180000 \\ -180000 & 180000 \end{bmatrix} \text{ KN}$$

4.1.4 CÁLCULO DO AMORTECIMENTO

A matriz de amortecimento da estrutura foi calculada, segundo Clough e Penzien (1993), utilizando o designado amortecimento de Rayleigh, proporcional às matrizes massa e rigidez da estrutura traduzido pela seguinte equação.

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (4.4)$$

Em que,

M Matriz massa

K Matriz rigidez

a_0 e a_1 Constantes de proporcionalidade

Onde,

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \end{pmatrix} = 2 \frac{w_1 w_2}{w_2^2 - w_1^2} * \begin{bmatrix} w_2 & -w_1 \\ -1/w_2 & 1/w_1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{pmatrix} \quad (4.5)$$

Onde, w_1 e w_2 , são as frequências próprias da estrutura, calculadas pela equação seguinte:

$$\det(K - w^2 * M) = 0 \quad (4.6)$$

Considerou-se um factor de amortecimento relativamente ao amortecimento crítico igual para ambas as frequências da estrutura, $\xi_1 = \xi_2 = 5\%$.

Este cálculo é automaticamente realizado pelo MATLAB, sendo apenas necessário introduzir o valor do factor de amortecimento para cada frequência, e as características do edifício.

4.1.5 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE CONTACTO

Como já foi referenciado anteriormente, o modelo de colisão utilizado neste estudo foi o Modelo de Kelvin que consiste no uso de uma mola linear com rigidez k e um amortecedor com constante de amortecimento c , como se pode verificar na Fig. 4.3 Uma grande vantagem deste modelo é que o coeficiente de amortecimento pode ser relacionado com o coeficiente de restituição, e (Anagnostopoulos, 2004).

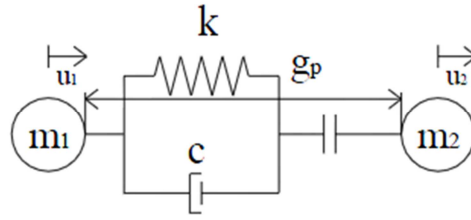


Figura 4.3 – Elemento de contacto do Modelo de Kelvin (LESSLOSS, 2007)

O cálculo do coeficiente de amortecimento é realizado através das equações (4.7) e (4.8)

$$c = 2\xi \sqrt{K \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (4.7)$$

$$\xi = -\frac{\ln e}{\sqrt{\pi^2 + \ln^2 e}} \quad (4.8)$$

O valor de e utilizado foi de 0,65 (Conoscente, 1992; Shakya, 2009).

Segundo Jankowski (2005), o valor da rigidez da mola de contacto é de 93500 kN/m.

Para o factor de amortecimento, $\xi=0,1435$ (14,35%), correspondem os seguintes coeficientes de amortecimento para o modelo do elemento de contacto entre os edifícios ao nível dos pisos 1 e 2.

Para o piso 1,

$$c_{11,21} = 2 * 0,1435 * \sqrt{93500 * \frac{253,211 * 337,61}{253,211 + 337,61}} \Leftrightarrow c = 1055,8 \text{ KN.s/m}$$

Para o piso 2,

$$c_{21,22} = 2 * 0,1435 * \sqrt{93500 * \frac{245,87 * 337,61}{245,87 + 337,61}} \Leftrightarrow c = 1040,4 \text{ KN.s/m}$$

O programa de MATLAB, calcula directamente esta variável, apenas são introduzidas as massas de cada piso, o coeficiente de restituição e a rigidez da mola linear.

4.2 SISMOS EM ANÁLISE

Para uma análise mais profunda e precisa, utilizaram-se neste estudo três sismos de diferentes características, são eles o Loma Prieta, Kobe e Northridge, respectivamente do sismo com menores picos de aceleração para os maiores, como se verifica nos gráficos das Figuras 4.4, 4.5 e 4.6. A escolha destes três sismos deveu-se ao facto de terem sido bastante utilizados noutros estudos importantes e relevantes para os avanços do estudo sísmico de estruturas, como foi o caso de Muthukumar (2003).

Os acelerogramas de cada sismo, numa determinada estação foram retirados da base de dados de (PEER Strong Motion Database), com intervalos de tempo e durações máximas diferentes.

4.2.1 LOMA PRIETA

O sismo de Loma Prieta ocorrido em 1989, em São Francisco teve a magnitude de 6,9 na escala de Richter.

Para este estudo, utilizaram-se as acelerações medidas na estação 47379-Gilroy Array com um PGA (Peak Ground Acceleration) de 0,411 (g). Acelerações representadas na Figura 4.4.

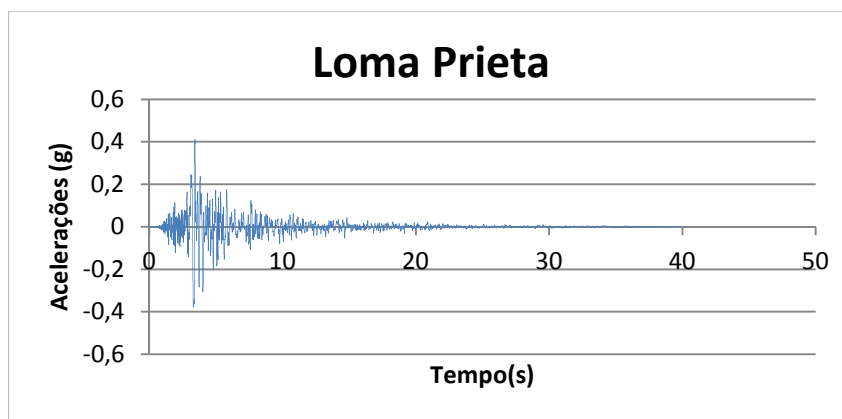


Figura 4.4 – Acelerograma do sismo de Loma Prieta

Os valores fornecidos ao programa, são o tempo de duração (h), de 39,95s, com intervalos de tempo (to), de 0,005s e 7990 valores de acelerações, levando a um tempo de análise no programa aproximadamente de 20 minutos.

4.2.2 KOBE

Este sismo ocorreu em 1995 no Japão e teve a magnitude de 7,2 na escala de Richter.

Utilizou-se neste estudo a estação que mediu as acelerações maiores (Figura 4.5), estação 0-KJMA com um PGA de 0,821 (g).

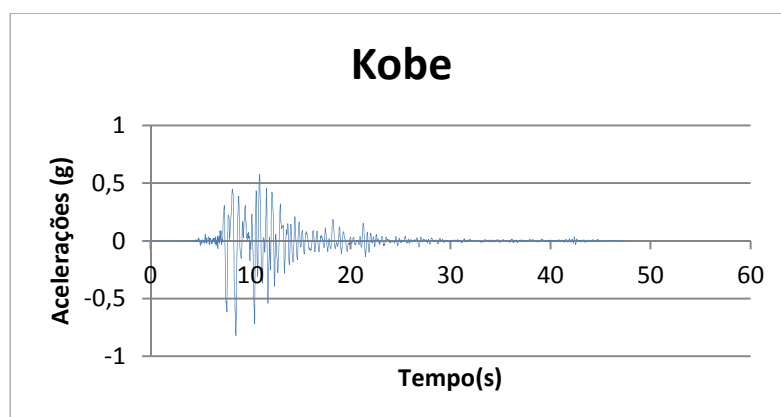


Figura 4.5 - Acelerograma do sismo de Kobe

Os valores fornecidos ao programa, são o tempo de duração do sismo de 48,0 segundos, com intervalos de 0,02 segundos e 2400 valores de acelerações.

4.2.3 NORTHRIDGE

O sismo de Northridge ocorreu em 1994, na cidade de Los Angeles (Califórnia), atingindo a magnitude de 6,7 na escala de Richter.

Para este estudo, utilizou-se as acelerações medidas na estação 0637-Sepulveda com um PGA de 0,939 (g). Acelerações representadas na Figura 4.6.

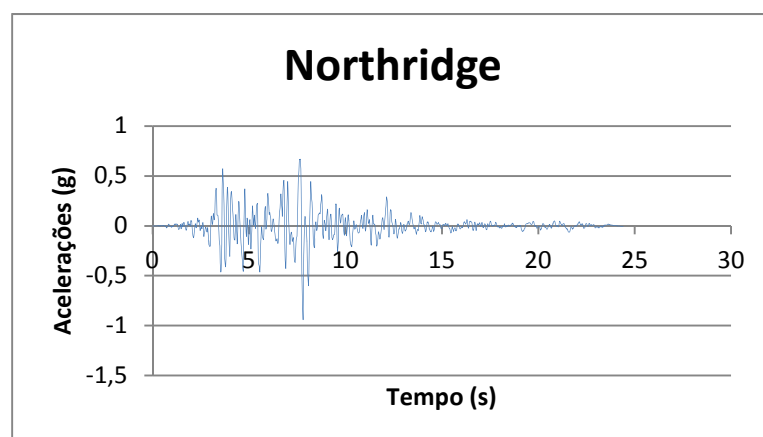


Figura 4.6 - Acelerograma do sismo de Northridge

Os valores fornecidos ao programa, são o tempo de duração do sismo de 24,4 segundos, com intervalos de 0,02s e os correspondentes valores das acelerações (1220).

4.3 FERRAMENTAS DE CÁLCULO

4.3.1 PROGRAMA DE MATLAB

O programa de MATLAB desenvolvido para estudar a colisão de edifícios com e sem isolamento de base, é utilizado para o estudo dinâmico aquando da ocorrência de um sismo, e tem como objectivo o cálculo dos deslocamentos, velocidades, acelerações, forças elásticas, corte basal e momento basal da estrutura. Na ocorrência de colisão, o programa calcula ainda o número de impactos e a força de impacto provocada nos edifícios pelo sismo.

Os dados e as suas unidades a introduzir neste programa, são escritos aqui da forma como têm de ser inseridos no programa, uma vez que o MATLAB não reconhece os índices das letras assim como os símbolos, estes têm de ser colocados no formato a seguir apresentados:

Características do sismo

h (s)	Intervalo de tempo
to (s)	Tempo de duração do sismo

Características do Betão

E (KPa)	Módulo de elasticidade do betão
---------	---------------------------------

Características dos Edifícios

m11 (ton)	Massa do 1º piso do edifício 1
m12 (ton)	Massa do 2º piso do edifício 1
m21 (ton)	Massa do 1º piso do edifício 2
m22 (ton)	Massa do 2º piso do edifício 2
Mb11 (ton)	Massa da base do edifício 1
Mb21 (ton)	Massa da base do edifício 2
L1 (m)	Lado dos pilares quadrados do edifício 1
L2 (m)	Lado dos pilares quadrados do edifício 2
h11 (m)	Altura do 1º piso do edifício 1
h12 (m)	Altura do 2º piso do edifício 1
h21 (m)	Altura do 1º piso do edifício 2
h22 (m)	Altura do 2º piso do edifício 2
n1	Número de pilares do edifício 1
n2	Número de pilares do edifício 2
ksi1 (%)	Factor de amortecimento do edifício 1
ksi2 (%)	Factor de amortecimento do edifício 2

d1121 (m) Distância do 1º piso entre os dois edifícios

d1222 (m) Distância do 2º piso entre os dois edifícios

Características dos Elementos de Contacto

stiffness1121 (kN) Rigidez da mola do elemento de contacto do 1º piso

stiffness1222 (kN) Rigidez da mola do elemento de contacto do 2º piso

e Coeficiente de restituição

Características do Isolamento de Base

mu1 Coeficiente de atrito do isolamento de base do edifício 1

mu2 Coeficiente de atrito do isolamento de base do edifício 2

4.3.2 SAP2000

A ferramenta de cálculo automática SAP2000, foi utilizada para verificar e comparar os deslocamentos provocados na estrutura pelos vários sismos.

Na Figura 4.7, está representado o edifício 1, com as características referidas na secção 4.1. A ligação à fundação, considerou-se encastrada.

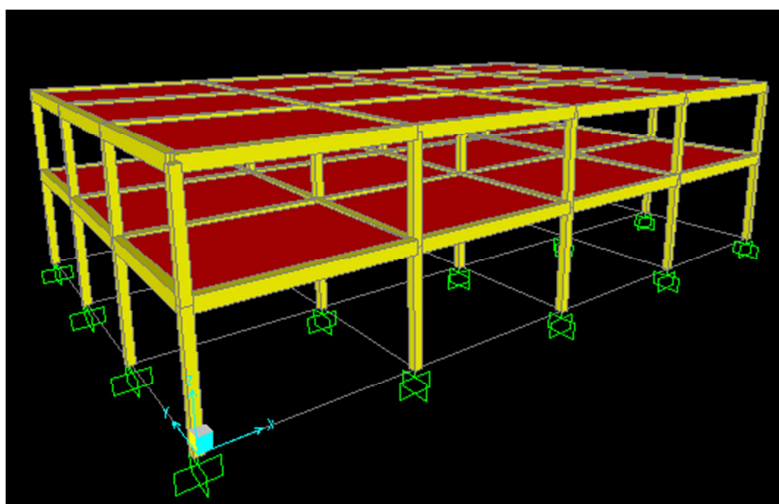


Figura 4.7 – Edifício 1 inserido no SAP2000

4.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Uma vez que o problema em questão é bastante complexo, procedeu-se a um estudo paramétrico bastante pormenorizado, primeiramente com a simples análise do efeito de cada sismo nos diferentes edifícios, sem e com isolamento de base.

Numa fase seguinte, estudou-se o fenómeno da colisão, para um afastamento pequeno e variável entre os dois edifícios, para as vertentes sem e com isolamento de base.

Para ambos os estudos não foram consideradas forças laterais extras a incidir nos edifícios (por exemplo o vento), apenas se considerou a acção dos sismos. O cálculo dos esforços na base (corte basal e momento basal), são efectuados e referidos para cada pilar, e não da base geral da estrutura.

4.4.1 ESTUDO DE EDIFÍCIOS SEPARADOS

Para a análise dos edifícios separados, foram utilizadas duas ferramentas de cálculo, o programa criado em MATLAB, e a ferramenta de cálculo automático SAP2000. Esta última foi utilizada quando o edifício 1 não tem isolamento de base, apenas com o objectivo de calibrar os resultados extraídos pelo programa matemático.

No programa de MATLAB, foi introduzida uma distância entre edifícios de dois metros para que não ocorra colisão e assim realizar uma análise dos edifícios isoladamente.

Os valores das variáveis em estudo, são os máximos que ocorreram durante os muitos intervalos de tempo que o programa percorre, na resolução da equação diferencial do movimento por integração directa.

4.4.1.1 Sem isolamento de base

Foram analisadas diversas variáveis, para os três sismos diferentes em análise, como mostram os Quadros 4.1 e 4.2, para o edifício 1 e 2, respectivamente.

Quadro 4.1 – Resultado obtido para o edifício 1, sem isolamento de base

Sismo	Deslocamento dos Pisos (cm)		Deslocamento Relativo (cm)		Velocidade (m/s)		Aceleração Absoluta (m/s^2)		Corte Basal (kN)	Momento Basal (kN.m)
	1º	2º	1º	2º	1º	2º	1º	2º		
Loma	3,5	4,6	3,5	1,3	0,4	0,5	3,8	4,7	144	477
Kobe	21,7	29,6	21,7	9,1	2,2	2,9	19,8	28	939	3115
Northridge	8,3	11,3	8,3	3	0,9	1,25	8,5	10,3	354	1176

Verifica-se que o piso 2 apresenta maiores deslocamentos e velocidades em relação à base, como seria de esperar, no entanto quanto ao deslocamento relativo de cada piso, o que apresenta maiores valores é o piso 1.

No Quadro 4.1, nota-se que para o sismo de Loma os resultados obtidos são bastante menores comparados com os outros sismos, devendo-se este facto aos menores picos de aceleração. Verificam-se grandes deslocamentos para a actuação do sismo de Kobe.

Quadro 4.2 – Resultado obtido para o edifício 2, sem isolamento de base

Sismo	Deslocamento dos Pisos (cm)		Deslocamento Relativo (cm)		Velocidade (m/s)		Aceleração Absoluta (m/s^2)		Corte Basal (kN)	Momento Basal (kN.m)
	1º	2º	1º	2º	1º	2º	1º	2º		
Loma	3,1	5,1	3,1	2	0,5	0,7	7,5	11,5	454	1363
Kobe	9,8	15,5	9,8	6,1	1,3	2,2	22,8	32,9	1400	4200
Northridge	10,2	16,8	10,2	6,9	1,4	2,3	19	36,6	1514	4541

Para o edifício 2, verificaram-se por norma maiores deslocamentos do que para o edifício 1, excepto no caso do sismo de Kobe, sendo um resultado pouco esperado, isto pode dever-se à muita variabilidade em frequência da acção do próprio sismo.

Comparando os dois edifícios, os quadros anteriores revelam para a actuação de qualquer sismo um edifício 2 com maiores cortes e momentos basais, até mesmo para o caso de Kobe, que no edifício 1 obtém valores de corte e momento basais bastante elevados. Este facto deve-se sobretudo à maior rigidez que o edifício 2 apresenta, devido a uma maior largura dos pilares.

Para calibração dos resultados foi introduzido o edifício 1, e os acelerogramas das Figuras 4.4, 4.5 e 4.6 no programa de cálculo automático SAP2000, e assim proceder a uma análise de integração directa para uma melhor comparação de resultados. O Quadro 4.3 representa essa comparação.

Quadro 4.3 – Comparação dos resultados do Edifício 1 entre MATLAB e SAP2000

Sismo	Deslocamento 1º Piso (cm)		Deslocamento 2º Piso (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
	MATLAB	SAP2000	MATLAB	SAP2000	MATLAB	SAP2000	MATLAB	SAP2000
Loma	3,46	4,11	4,6	4,99	144	151	477	508
Kobe	21,7	19,95	29,6	28,95	939	936	3115	3080
Northridge	8,34	8,64	11,3	12,8	354	417	1176	1368

Através do quadro anterior verificou-se que o programa de MATLAB apresenta resultados similares ao do programa de SAP2000. Podendo assim afirmar-se que o programa apresenta resultados credíveis.

4.4.1.2 Com isolamento de base

Através do programa de MATLAB, obteve-se os quadros de resultados presentes no Anexo D (Quadro D.1 e D.2), correspondentes ao edifício 1 e 2, para o caso em que têm isolamento de base. A partir desses quadros fez-se um estudo do efeito do isolamento de base nos dois edifícios, com a comparação entre eles.

A variação do máximo deslocamento do 2º piso em relação á base, do máximo deslizamento da base e do máximo corte basal nos dois edifícios com coeficientes de atrito diferentes, para os três sismos em análise é representada nas Figuras 4.8, 4.9 e 4.10, respectivamente.

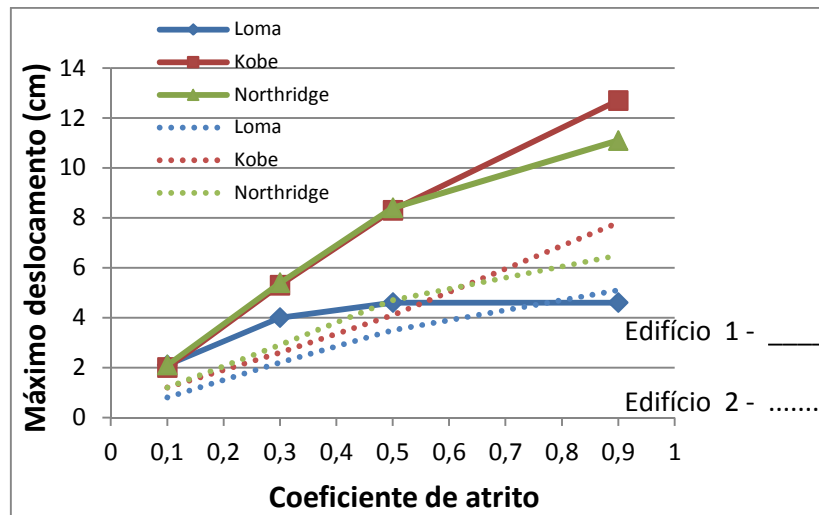


Figura 4.8 – Variação do máximo deslocamento do 2º piso para coeficientes de atrito diferentes

Esta figura revela o efeito satisfatório que o isolamento de base provoca numa estrutura, quanto mais pequeno o coeficiente de atrito, menores vão ser os deslocamentos. Comparando os dois edifícios verifica-se que para coeficientes de atrito iguais, quanto maior a rigidez dos edifícios menores vão ser os deslocamentos. Mas a aplicação do isolamento de base, tem de ser analisada ao pormenor, uma das características cruciais a estudar é o deslizamento máximo da base, visto que os dispositivos de isolamento são de elevado custo monetário, quanto maior o seu diâmetro mais caro fica. Assim, de seguida é analisada esta característica com a sua comparação para a ocorrência dos três sismos, e para os dois edifícios.

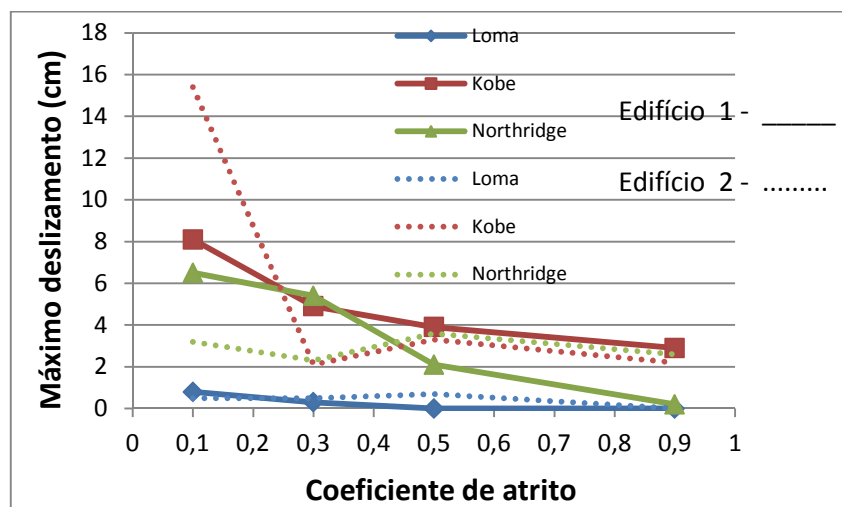


Figura 4.9 – Variação do máximo deslizamento da base para coeficientes de atrito diferentes

Como seria de esperar, quanto menor o coeficiente de atrito, maior vai ser o deslizamento da base do edifício.

Não existe uma variação constante comparando os dois edifícios, principalmente para o caso de Kobe em que existe um pico de deslizamento para um coeficiente de atrito de 0,1 que contraria a tendência em relação aos outros sismos, isto deve-se a uma grande variabilidade em frequência do sismo. Portanto, demonstra-se de elaborada integração numérica e também mais sensível e difícil à homogeneidade da variação paramétrica. Esta dificuldade associada à integração numérica já fora detectada por Rosado, Paredes e Barros (2011), associado ao estudo de *slooshing* (oscilação de líquidos) em tanques com água em mesa sísmica sujeitos a três sismos distintos (Cape Mendocino, Northridge e Kobe).

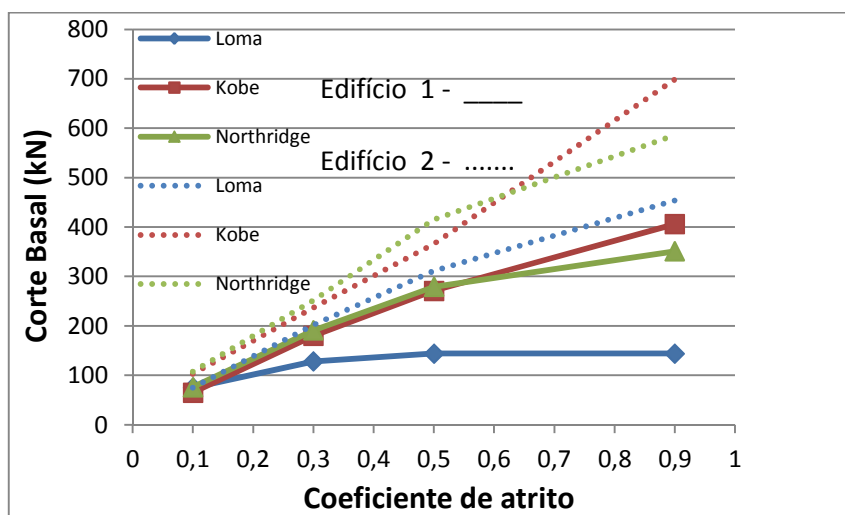


Figura 4.10 - Variação do corte basal para coeficientes de atrito diferentes

Nesta figura encontra-se a variação do corte basal, esta força foi analisada em maior pormenor, devido à sua enorme importância que tem nos dias de hoje para o dimensionamento de estruturas. Esta característica revela nas estruturas em estudo uma variação constante para os diferentes coeficientes de atrito. Verifica-se então, que o isolamento de base tem um efeito positivo nas forças de corte basal, quanto menor o coeficiente de atrito menor vai ser o corte basal.

Como já se tinha verificado para o caso em que não se aplicou o isolamento de base, as forças de corte basal do edifício 2 são maiores que as do edifício 1, estas forças são calculadas com base nas variáveis, deslocamento e rigidez, uma vez que para o edifício 1 os deslocamentos são maiores, e a rigidez é menor que no edifício 2, para o cálculo do corte basal a rigidez vai ter uma maior influência.

Em síntese, desde que ocorra deslizamento, o deslocamento máximo dos pisos em relação à base diminui com a diminuição do coeficiente de atrito como demonstram os valores obtidos para o segundo piso expressos no quadro seguinte.

Quadro 4.4 – Comparação dos deslocamentos do segundo piso do edifício 1, sem e com isolamento de base

Sismo	Deslocamento (cm)				
	Sem Isolamento	$\mu=0,9$	$\mu=0,5$	$\mu=0,3$	$\mu=0,1$
Loma	4,6	4,6	4,6	4	2,1
Kobe	29,6	12,7	8,3	5,3	2
Northridge	11,3	11,1	7,9	5	2,3

Quanto menor o coeficiente de atrito, menores vão ser os deslocamentos do edifício, verificando-se para um coeficiente de atrito de 0,1 deslocamentos bastante pequenos. Esta variação prova a vantagem da aplicação do isolamento de base, principalmente aquando da ocorrência de sismos de grandes acelerações, uma vez que as diferenças são maiores.

4.4.2 ESTUDO DA COLISÃO DE EDIFÍCIOS

Neste parágrafo, o caso em estudo analisado é apenas a ocorrência de colisão entre o edifício 1 e o edifício 2, desprezando assim os problemas de colisão entre edifícios de iguais características.

4.4.2.1 Sem isolamento de base

Para a ocorrência deste fenómeno, existem mais variáveis para analisar, como a força de impacto e o número de impactos de cada piso devido ao choque entre edifícios. Os dados relativos ao estudo deste fenómeno encontram-se no Quadro 4.5. Para além das forças e número de impactos evidenciam-se também os deslocamentos do segundo piso e os esforços na base para o edifício 1 (Ed.1) e para o edifício 2 (Ed.2).

Quadro 4.5 - Resultado obtido para a colisão entre edifícios sujeitos a diferentes sismos

Sismo	Distância entre Edifícios (cm)	Número de Impactos		Forças de Impacto (kN)		Deslocamento do 2ºPiso (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
		1ºPiso	2ºPiso	1ºPiso	2ºPiso	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
Loma	2	56	104	1322	2062	2,9	4,7	171	430	566	1290
	4	3	70	58	1277	3,6	4,8	158	430	514	1290
	6	0	20	0	755	4,6	5,1	161	454	528	1363
	8	0	0	0	0	4,6	5,1	143	454	477	1363
Kobe	2	124	163	6276	8747	10,1	9,6	639	944	2117	2833
	4	86	130	4702	6910	11,9	10,2	576	938	1906	2814
	6	48	98	4527	5941	13,4	10,6	602	954	1985	2862
	8	28	57	4271	5858	15	13	583	1134	1917	3401
Northridge	2	105	162	4917	6538	10	8	513	989	1702	2966
	4	60	79	4688	6444	11,7	9,5	480	858	1586	2573
	6	28	63	4424	6377	12	11	481	992	1588	2976
	8	10	34	3920	6180	13,2	13	428	1181	1396	3542

Para uma distância de 8 cm entre os edifícios, para o sismo de Loma não se verifica colisão, enquanto para os outros dois sismos em estudo ainda existe colisão e com forças de impacto consideráveis.

Neste estudo não se analisaram espaçamentos maiores entre edifícios, uma vez que as forças de impacto diminuíram com o aumento do espaçamento de uma forma normal, considerando assim estes estudos muito previsíveis.

A partir do Quadro 4.5 são estudadas com mais detalhe algumas variáveis. Assim, são apresentadas nas Figuras 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14 a variação das forças de impacto, o número de impactos, os deslocamentos do segundo piso em relação à base e as forças de corte basal, respectivamente.

O número de impactos não corresponde ao número de colisões, isto é, como a análise numérica é realizada para pequenos intervalos de tempo, cada impacto corresponde a apenas um intervalo, sendo que a duração de cada choque pode durar algum tempo, normalmente equivalente a vários tempos de análise, logo os sismos com menores intervalos de tempo podem levar a um maior número de impactos, estando assim o número de impactos relacionado com os intervalos de tempo de cada sismo.

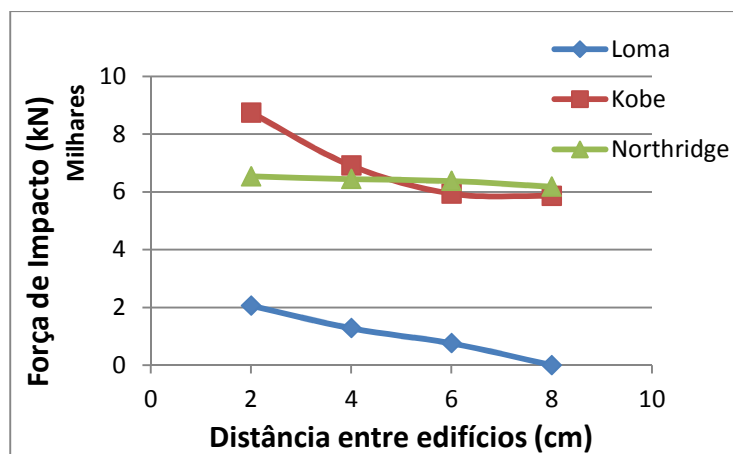


Figura 4.11 – Variação da força de impacto para diferentes distâncias entre edifícios

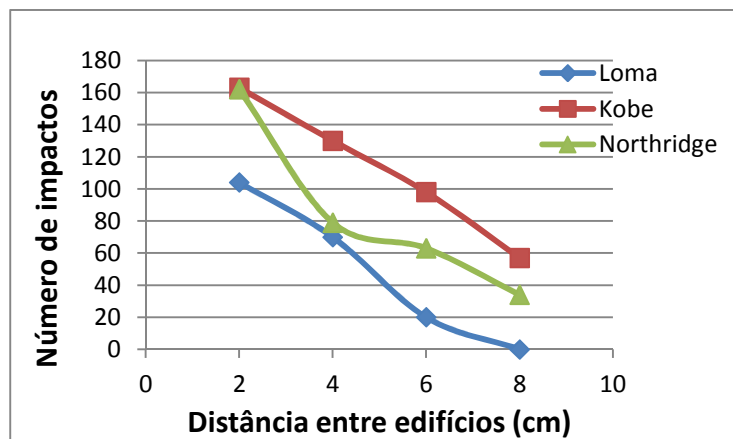


Figura 4.12 - Variação do número de impactos para diferentes distâncias entre edifícios

Quanto maior a distância entre edifícios, a força de impacto e o número de impactos vai ser menor. Para o sismo de Loma Prieta verificam-se menores forças e número de impactos em comparação com os outros dois sismos em análise, isto acontece devido às menores acelerações que ocorrem no mesmo, os sismos de Northridge e Kobe têm forças e número de impactos semelhantes.

Outras variantes a analisar na colisão de edifícios é o deslocamento e o corte basal de cada edifício, apresentados nas figuras seguintes.

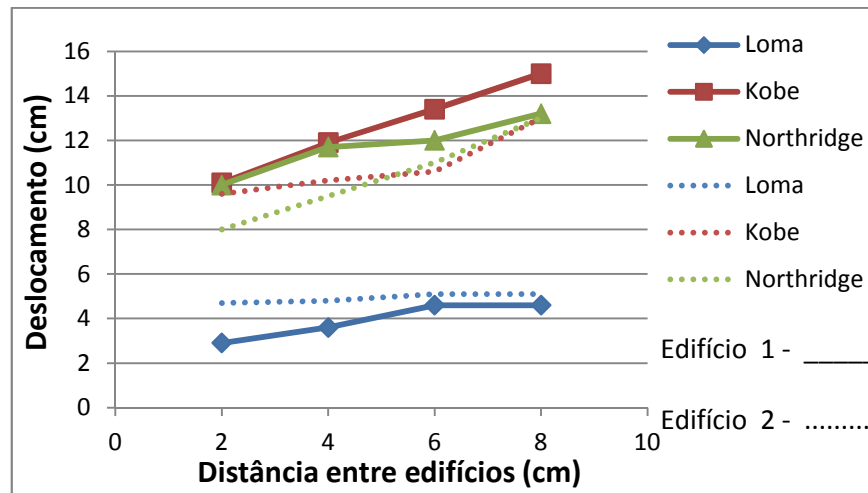


Figura 4.13 - Variação dos deslocamentos para diferentes distâncias entre edifícios

Na Figura 4.13 observou-se que quanto maior for a distância entre pisos, maior será o deslocamento, e isto faz todo o sentido, uma vez que os edifícios têm maior espaço para se deslocarem sem antes colidirem com o edifício adjacente, ao colidirem os edifícios amortecem, e assim estão sujeitos a menos deslocamentos, mas em contrapartida estão sujeitos a maiores forças de impacto que podem causar problemas nos edifícios.

Para o sismo de Loma Prieta não se verificam grandes diferenças com o aumento da distância, isto porque, este sismo provoca pequenos deslocamentos nas estruturas. Para uma distância entre edifícios de 6 cm, apenas vai provocar uma força de impacto de 755 kN, e para uma distância de 8 cm já não vai haver choque entre os dois edifícios.

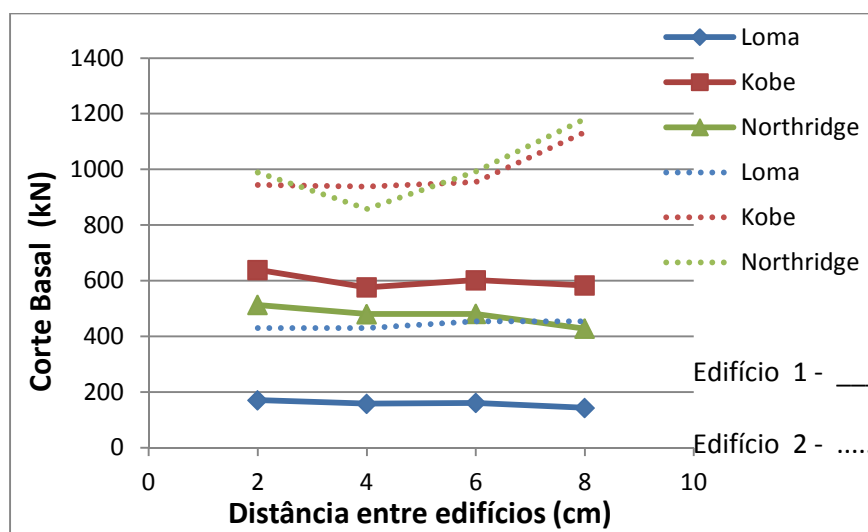


Figura 4.14 - Variação do corte basal para diferentes distâncias entre edifícios

A Figura 4.14, mostra que as forças de corte basal, se mantêm constantes, excepto nos casos em que actua o sismo de Northridge e Kobe, o edifício 2 apresenta um aumento do corte basal. As forças de corte basal, não podem ser relacionadas directamente com os deslocamentos dos pisos, isto porque, todos os valores aqui referidos são os máximos que ocorrem ao longo da integração numérica, e quando ocorre o deslocamento máximo num piso, não significa que ocorre a máxima força de corte basal.

4.4.2.2 Com isolamento de base

Para a análise intensiva da colisão com isolamento de base, utiliza-se apenas o sismo Northridge e o de Loma, desprezando assim o de Kobe que revelou nos pontos anteriores ter características semelhantes ao de Northridge. Assim, os dois sismos em análise são bastante diferentes, por um lado o de Northridge tem grandes picos de aceleração, que podem provocar fortes deslizamentos na base da estrutura, por outro lado o de Loma tem menores acelerações. Portanto, pode-se comparar o efeito do isolamento de base nos dois casos.

Como ficou provado no ponto acima as forças de impacto maiores acontecem no segundo piso como seria de esperar, visto ser o ponto mais alto do edifício, é o que vai estar sujeito a maiores deslocamentos em relação à base, para simplificação de análise, assim no que diz respeito à colisão com isolamento de base apenas vai estar em estudo o segundo piso.

Neste ponto, as características analisadas são a distância entre edifícios, o coeficiente de atrito do isolamento de base, o número de impactos, a força de impacto máxima e o instante em que ocorre, o deslizamento máximo da base, os deslocamentos, o corte basal e momento basal dos dois edifícios.

Vão ser ainda analisadas duas vertentes, uma em que apenas o edifício 1 tem isolamento de base e outra em que ambos têm isolamento de base

4.4.2.2.1 Apenas edifício 1 com isolamento de base

No Quadro 4.6 e 4.7 estão apresentados os resultados máximos da colisão entre os dois edifícios para o sismo de **Loma**, quando a distância entre eles é de 2 e 4 cm, respectivamente. Não foi analisada para este sismo a situação de 6 cm de espaçamento entre edifícios uma vez que o choque que ocorre é pouco significativo.

Estes resultados revelam que apenas com a utilização de um coeficiente de atrito entre os 0,1 e os 0,3 é que o isolamento de base se torna vantajoso. Sendo que para um coeficiente de 0,1 verifica-se um deslizamento considerável do edifício, mas possível de acontecer, visto que um dispositivo de isolamento de base com superfície de atrito pode ter de diâmetro maior que 50 cm, sendo que se torna menos vantajoso devido ao maior custo económico.

Mesmo assim para um coeficiente de atrito verifica-se também, forças de impacto, deslocamentos e momentos basais consideráveis, isto deve-se ao facto de a velocidade no instante em que ocorre o impacto ser maior devido ao pouco atrito existente entre a fundação e a base da superestrutura.

Quadro 4.6 – Resultado para o choque entre edifícios espaçados de 2 cm, quando apenas o edifício 1 tem isolamento de base, ocorrendo o sismo de Loma

μ_1	Deslizamento do Edifício 1 (cm)	Número de Impactos	Força de Impacto (kN)	Instante da Força de Impacto (s)	Deslocamento (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
					Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
0,1	30,6	68	4295	2,2	4,15	8,2	1684	1903	5323	5104
0,2	10,9	150	2251	2,3	3,15	7,1	357	856	945	2341
0,3	6,8	172	1251	2,8	2,5	3,1	156	430	501	1290
0,5	35,7	207	11981	5,5	14,4	20,6	2999	3623	10452	11659
0,7	7,8	2253	4543	4,4	4,7	5,6	248	430	822	1290
0,9	0	104	2062	4,1	2,9	4,7	171	430	566	1290

Para um coeficiente de atrito de 0,5 obteve-se uma força de impacto máxima demasiado elevada, isto porque os edifícios colidem com maior impacto em instantes de tempo que correspondem às maiores acelerações do solo (3 a 8 segundos), neste caso ocorre aos 5,5 segundos, para este coeficiente de atrito nos instantes de tempo 2,2 s, 2,3 s e 2,8 s não ocorre colisão, a primeira colisão acontece aos 3,5 segundos e têm uma força de impacto máxima de 1132 kN. Utilizando coeficientes de atrito mais elevados, não existem benefícios, visto que as forças de impacto e número de impactos são maiores que no caso de não ter isolamento de base, um coeficiente de atrito de 0,9 simula um edifício sem isolamento de base.

No quadro seguinte está expresso o resultado para a actuação do mesmo sismo, mas para edifícios espaçados de 4 cm.

Quadro 4.7 - Resultado para o choque entre edifícios espaçados de 4 cm, quando apenas o edifício 1 tem isolamento de base, ocorrendo o sismo de Loma

μ_1	Deslizamento do Edifício 1 (cm)	Número de Impactos	Força de Impacto (kN)	Instante da Força de Impacto (s)	Deslocamento (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
					Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
0,1	1,8	27	589	2,85	2,11	4,4	75	454	239	1363
0,3	2,42	45	1056	3,1	3,9	4,6	139	430	449	1290
0,5	4,2	135	3564	5,05	6,9	5,2	243	430	449	1290
0,7	0	70	1277	4,8	3,6	4,8	158	430	514	1290

O Quadro 4.7 reflecte os resultados máximos causados pela colisão para uma distância de 4 cm. Em comparação com os do Quadro 4.6 são semelhantes mas em menor escala. Para o espaçamento de 4cm entre edifícios já é viável a utilização de isolamento de base para a ocorrência do sismo Loma Prieta com coeficiente de 0,1, isto porque a colisão de maior impacto ocorre antes do sismo entrar na sua fase crítica, o edifício 1 vai afastar-se do edifício 2, logo no início do sismo, podendo depois levar a pequenos impactos.

Nos Quadros 4.8 e 4.9 são apresentados os valores máximos das variáveis em estudo para o sismo de **Northridge** para uma distância entre edifícios de 2 e 4 cm respectivamente. Este sismo é de maior variação que o de Loma, a zona temporal de maiores acelerações, situa-se entre os 3 e 10 segundos, sendo que a zona mais crítica ocorre entre os 7 e 9 segundos, atingindo a aceleração máxima de $9,39\text{m/s}^2$. Portanto, existe um número mais largo de coeficientes de atrito para analisar, ou seja, para não haver deslizamento é necessário um coeficiente de atrito mais elevado, este coeficiente é conseguido na realidade com superfícies de maior rugosidade.

Quadro 4.8 - Resultado para o choque entre edifícios espaçados de 2 cm, quando apenas o edifício 1 tem isolamento de base, ocorrendo o sismo de Northridge

μ_1	Deslizamento do Edifício 1 (cm)	Número de Impactos	Força de Impacto (kN)	Instante da Força de Impacto (s)	Deslocamento (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
					Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
0,1	20,4	16	4044	5,02	8,5	16	251	1456	853	4368
0,3	9,3	26	3957	6,02	5,9	15,8	203	1427	654	4281
0,5	15	30	9390	7,98	13,7	15,9	444	1433	1534	4298
1	45,7	57	23877	8,08	28	13,6	994	1221	3337	3664
1,5	50,3	117	31145	8,18	43,5	12,4	1589	1114	5599	3341
2	57,3	68	39570	8,56	49,4	10,9	1873	989	6427	2966
2,5	13,9	356	16344	8,54	22	12,5	795	1128	2605	3385
3	0	162	6538	8,3	10	8	513	989	1702	2966

Constatou-se um coeficiente ideal de 0,3 para o edifício 1, no caso de ocorrer o sismo de Northridge, sendo que coeficientes mais baixos, como de 0,1 não estão fora de questão, tendo este um efeito favorável. O edifício 2 como não tem isolamento de base apresenta deslocamentos e momentos basais, na mesma ordem dos casos analisados anteriormente, em que o edifício tinha a base fixa.

Quadro 4.9 - Resultado para o choque entre edifícios espaçados de 4 cm, quando apenas o edifício 1 tem isolamento de base, ocorrendo o sismo de Northridge

μ_1	Deslizamento do Edifício 1 (cm)	Número de Impactos	Força de Impacto (kN)	Instante da Força de Impacto (s)	Deslocamento (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
					Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
0,1	25	6	6630	6,36	8,7	16,3	264	1467	888	4400
0,3	8,33	17	4771	7,58	5,2	15,3	174	1381	563	4144
0,5	7,7	24	5823	7,54	9,84	14,3	354	1284	1124	3853
1	14,3	27	11720	7,8	17	15	546	1351	1803	4053
1,5	23,94	152	23229	8,06	20,42	12,84	660	886	2140	2658
2	15,81	115	18210	8,76	17,56	9,53	887	858	2897	2573
2,5	0	79	6444	8,5	11,7	9,5	480	858	1586	2573

Os quadros anteriores referentes ao sismo de Northridge reflectem no geral o mesmo que o sismo de Loma, mas em maior escala, apresentando maiores forças de impacto como revela a Figura 4.15. De salientar algumas diferenças na ordem de grandeza dos números de impacto, isto ocorre como já tinha sido referido anteriormente porque o sismo de Loma está caracterizado com 7990 intervalos de tempo, enquanto o sismo de Northridge apenas com 1220 intervalos.

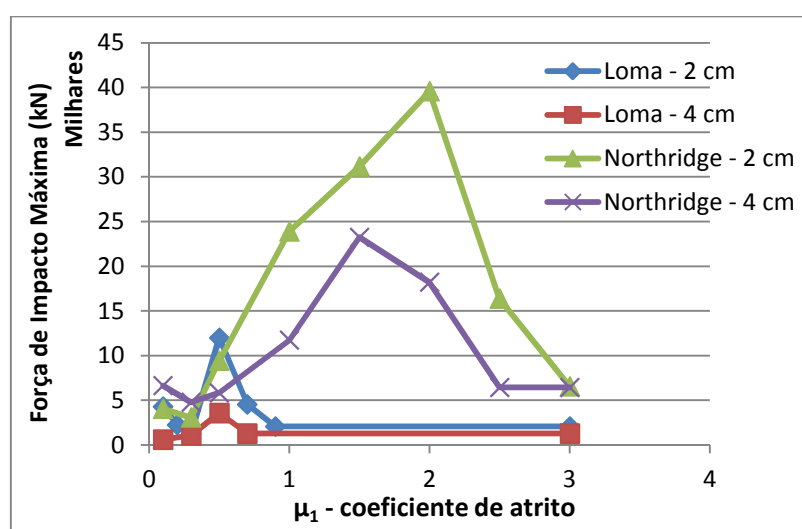


Figura 4.15 – Variação da força de impacto máxima

O gráfico da figura anterior compara as forças de impacto máximas para o choque entre edifícios com espaçamento de cerca de 2 e 4 cm, para o sismo de Loma e Northridge. Mais uma vez ficou provado que o sismo de Loma é mais “fraco” que o de Northridge, uma vez que as forças de impacto no segundo caso são bastante maiores.

Através da análise dos quadros anteriores e desta figura pode-se concluir que para maiores acelerações impostas no solo por um sismo, há a necessidade da aplicação de um coeficiente de atrito maior para que não ocorra deslizamento. Mas visto que o objectivo é a obtenção de deslizamento até um certo limite, e forças de impacto de pouca intensidade e pequenos deslocamentos dos pisos, então os valores de deslizamento máximo é uma das características em estudo.

Para o sismo de Northridge é verificado um coeficiente de atrito ideal, na ordem dos 0,3, podendo chegar aos 0,5 para edifícios afastados de 4 cm.

Como seria de esperar, quanto maior a distância entre edifícios menor vão ser o número de impactos e as forças de impacto, beneficiando assim o edifício, mas na realidade nem sempre se pode aumentar a distância entre edifícios.

Em síntese, para ambos os sismos verifica-se um coeficiente de atrito ideal a utilizar no edifício 1 de 0,3.

4.4.2.2.2 Ambos os edifícios com isolamento de base

Para este estudo, apenas se vai considerar o sismo de maiores acelerações (Northridge), isto porque nas últimas situações verificou-se sempre como um dos casos mais prejudicial para a estrutura. Quanto ao coeficiente de atrito, o que se utilizar no edifício 1 é o mesmo para o edifício 2 ($\mu_1 = \mu_2$), ou seja, não se considera estudos paramétricos para coeficientes de atrito diferentes nos dois edifícios. Mais uma vez o estudo incide no piso 2, visto ser o mais desfavorável.

Nos Quadros D.3 e D4 do Anexo D estão explícitos os resultados da colisão entre edifícios, ambos com isolamento de base e afastados entre si de 2 e 4 cm, respectivamente.

Os resultados obtidos são analisados através de gráficos para melhor apreciação dos mesmos. Sendo assim, as Figuras 4.16, 4.17 e 4.18 representam os deslocamentos do 2º piso, o deslizamento da base, a força de impacto e as forças de corte basal, respectivamente.

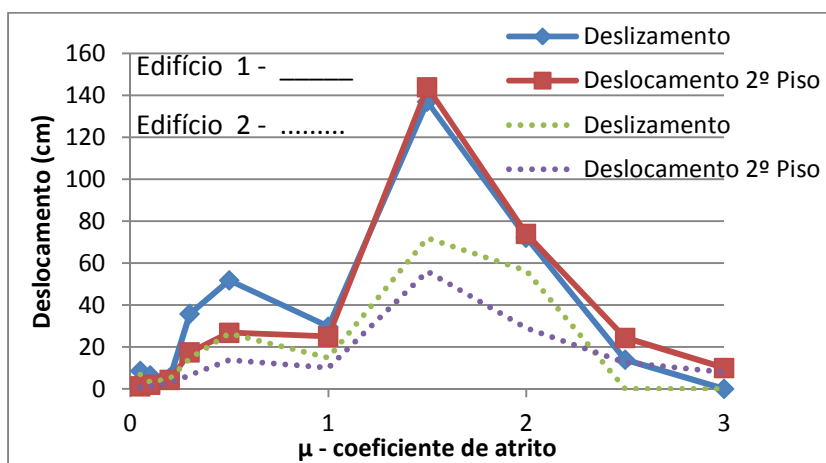


Figura 4.16 - Variação dos deslocamentos para vários coeficientes de atrito

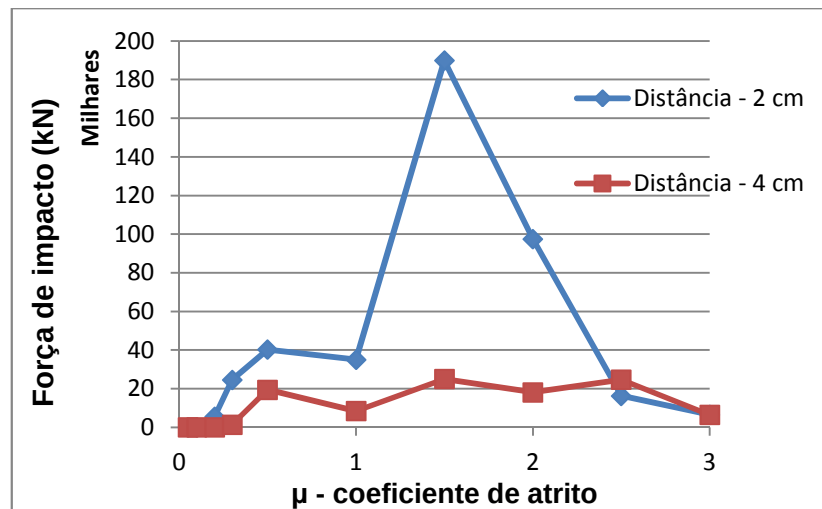


Figura 4.17 – Variação da força de impacto para vários coeficientes de atrito

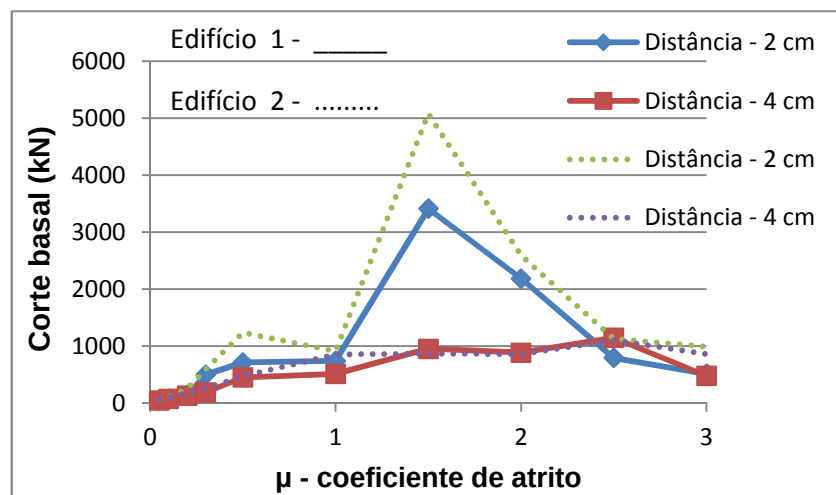


Figura 4.18 - Variação do corte basal para vários coeficientes de atrito

As Figuras 4.17 e 4.18 mostram que para pequenos coeficientes de atrito, as forças de impacto vão ser bastante pequenas, ou pode não existir colisão. Como é o caso em que foi utilizado um coeficiente de atrito de 0,1 para uma distância entre edifícios de 2 cm, obtendo-se para este caso os gráficos explícitos na Figura 4.19, extraída directamente do programa de MATLAB.

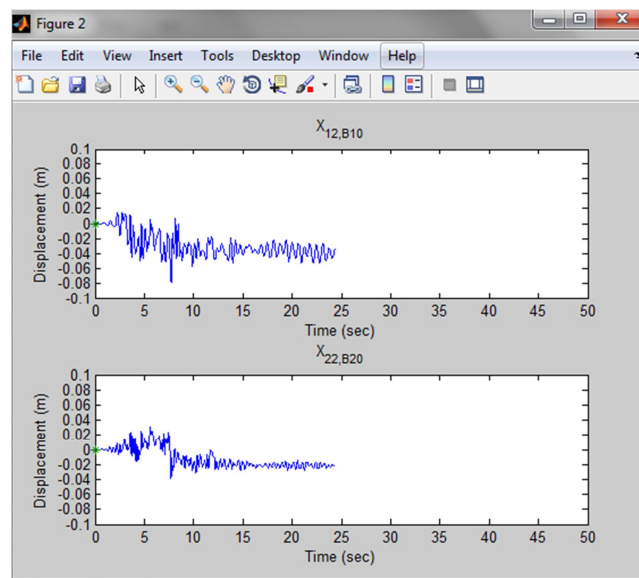


Figura 4.19 – Gráficos extraídos do programa de MATLAB, com a variação dos deslocamentos do 2ºPiso

Como se pode constatar pela observação da Figura 4.19, não houve colisão para o caso em que ambos têm um coeficiente de atrito de 0,1 e uma distância entre edifícios de 2cm, isto porque o edifício da esquerda (representado no gráfico superior da Figura 4.19), desloca-se mais do que o edifício 2 para a esquerda, não provocando colisão.

Para coeficientes de atrito maiores, vai haver forças de impacto elevadas, originando grandes deslocamentos e elevadas forças de corte basal, isto porque os edifícios no início do sismo vão ter menores deslizamentos na base, e maiores deslocamentos em relação à base, havendo choque entre os edifícios em instantes de tempo maiores (ver Figura 4.20), ou seja, numa altura em que as acelerações do solo são maiores, provocando grandes forças de impacto. Este facto já se tinha observado na secção anterior em que se estudou a colisão quando apenas um edifício tinha o dispositivo de isolamento de base.

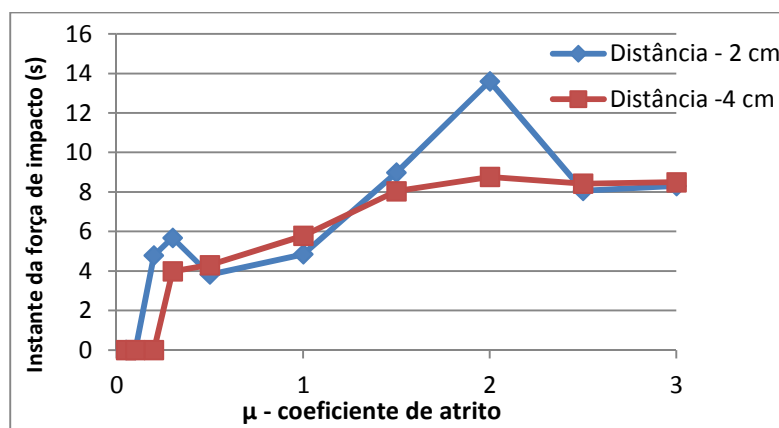


Figura 4.20 - Variação do instante da força de impacto máxima para diferentes coeficientes de atrito

Esta figura mostra que o instante de tempo da força de impacto máxima, vai aumentando conforme aumenta o coeficiente de atrito. Para a distância de 2 cm, existe uma variação irregular quando o coeficiente é de 0,5.

Para melhor compreensão desta dialéctica da fenomenologia, analisaram-se ao pormenor os casos em que a distância de edifícios é de cerca de 2 cm, e quando os coeficientes de atrito variam entre 0,3 e 1,5. A Figura 4.21 mostra a variação da força de impacto para os diversos instantes em que houve colisão, isto, quando os coeficientes de atrito do sistema de isolamento de base são de 0,3, 0,5, 1 e 1,5.

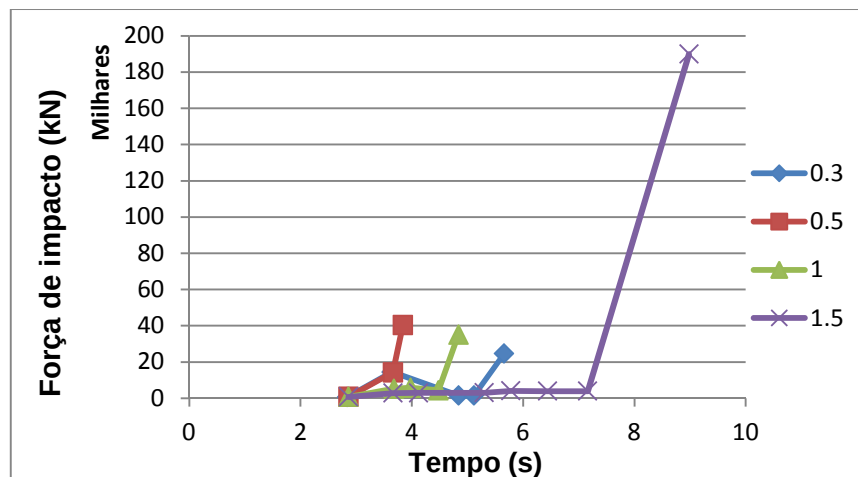


Figura 4.21 – Variação da força de impacto máxima quando os edifícios estão afastados 2 cm

Analisando ao pormenor estes quatro casos verificou-se, que para um coeficiente de atrito de 0,3 vai haver cinco colisões, a primeira ocorreu aos 2,84 s com uma força de impacto de 582 kN, depois houve aos 3,64 s uma força de 14408 kN que levou a um deslizamento do edifício 1 de 10 cm, que passado 1,5 s voltou ao sitio para no instante 5,66 s ocorrer o impacto máximo de 24626 kN que fez andar o edifício 1 cerca de 35,8 cm.

No caso em que o coeficiente de atrito é de cerca de 0,5, ocorrem apenas três colisões, sendo que a primeira é pequena, a segunda aos 3,66 s já é de 14242 kN, que fez o edifício andar apenas 6 cm e a terceira e última aconteceu passado 0,2 s e a força de impacto foi de 40251 kN, aqui o impacto dura 0,15 segundos, este impacto provoca no edifício 1 um deslizamento de 51,8 cm.

Para o coeficiente de atrito de 1, vão ocorrer cinco colisões, sendo as primeiras quatro de pequena intensidade, e a última vai ocorrer aos 4,84 s com uma força de impacto de 35020 kN, fazendo deslocar o edifício 1 cerca de 29,7 cm.

Quando os dois edifícios têm um coeficiente de atrito de 1,5, vão ocorrer oito colisões, sendo que as primeiras sete são de pequena intensidade como se pode ver na Figura 4.21, e a última que ocorre aos 8,98 segundos, altura em que as acelerações do solo estão no seu pico máximo, este impacto é de elevada intensidade (189900 kN), e vai provocar um deslizamento do edifício 1 de 137 cm, o que na realidade não se pode verificar, mas tem de se ter em conta que isto é apenas um estudo.

Em suma, verificou-se um aumento dos instantes da força de impacto máxima, acontecendo assim esses impactos numa altura em que as acelerações do solo vão sendo maiores. Apartir do momento em

que ocorrem essas forças máximas, não volta a haver colisão, portanto, quanto mais cedo ocorrerem menores são as forças de impacto e menos deslizamentos vai ter o edifício.

Verificou-se assim que existe uma enorme dificuldade em avaliar o comportamento dos edifícios sujeitos a colisão quando estes têm isolamento de base.

4.4.3 SÍNTESE

Para a obtenção de uma conclusão, realizaram-se comparações entre os vários estudos realizados, sintetizados nos Quadros 4.4 e 4.5.

O sismo analisado em todos os estudos foi o de Northridge, o deslocamento em relação à base do edifício, a força de corte basal e o momento basal, apenas foram comparados para o edifício 1, uma vez que para o edifício 2 a análise é semelhante. Os estudos efectuados englobam, os casos em que os edifícios se encontram separados e em que os edifícios estão sujeitos a colisão, em ambos para as vertentes sem e com isolamento de base (IB).

Nesta comparação final, foi considerado apenas o coeficiente de atrito de 0,3, e as distâncias entre edifícios de 2 e 4 cm.

Quadro 4.10 – Síntese dos estudos realizados para o sismo de Northridge, quando o coeficiente de atrito é de 0,3 e a distância entre edifícios de 2 cm

Estudo	Deslizamento (cm)	Número de Impactos	Força de Impacto (kN)	Deslocamento do 2ºPiso (cm)	Corte Basal (kN)	Momento Basal (kN.m)
Isolado-Sem IB	0	0	0	8,3	354	1176
Isolado- Com IB	5,4	0	0	3,8	191	608
Colisão-Edifícios Sem IB	0	162	6538	10	513	1702
Colisão-Edifício 2 Sem IB	9,3	26	3957	5,9	203	654
Colisão-Ambos com IB	35,8	19	24626	17,4	500	1718

Quadro 4.11 - Síntese dos estudos realizados para o sismo de Northridge, quando o coeficiente de atrito é de 0,3 e a distância entre edifícios de 4 cm

Estudo	Deslizamento (cm)	Número de Impactos	Força de Impacto (kN)	Deslocamento do 2º Piso (cm)	Corte Basal (kN)	Momento Basal (kN.m)
Isolado-Sem IB	0	0	0	8,3	354	1176
Isolado- Com IB	5,4	0	0	3,8	191	608
Colisão-Edifícios Sem IB	0	79	6444	11,7	480	1586
Colisão-Edifício 2 Sem IB	8,33	17	4771	5,2	174	563
Colisão-Ambos Com IB	5,2	2	1457	5,5	189	604

Os Quadros 4.10 e 4.11, revelam que para edifícios separados a aplicação do isolamento de base é muito vantajosa, diminuindo neste caso, quase para metade as forças de corte basal, e os momentos basais. Quando os edifícios estão sujeitos a colisão a análise é mais complexa, sendo que por norma quanto maior a distância entre edifícios, melhor vai ser o comportamento do edifício, uma vez que os esforços no mesmo diminuem.

Para o caso em que o edifício 1 tem o dispositivo de IB e o edifício 2 tem base fixa, o comportamento do edifício 1 é favorável, isto porque a força de impacto máxima diminui em comparação com o caso em que ambos os edifícios têm base fixa.

Quando ambos os edifícios têm isolamento de base com um coeficiente de 0,3, verifica-se para uma distância entre edifícios de 2 cm uma elevada força de impacto, enquanto para uma distância entre edifícios de 4 cm, os dados obtidos revelam uma melhor resposta dos edifícios.

5

ESTUDOS PARAMÉTRICOS REALIZADOS PARA UM MODELO GERAL

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, o objectivo fundamental é utilizar o modelo de referência, analisando as suas variantes num modelo mais geral, que no caso é o edifício de seis graus de liberdade. Com o intuito de aferir o efeito da variabilidade temporal do sismo e a sua importância para o fenómeno de colisão, foram utilizados os três sismos já apresentados neste documento escalados para uma aceleração máxima correspondente à aceleração espectral máxima esperada para edifícios localizados na zona de Lisboa. Segundo o Anexo Nacional do EC8 para uma zona sísmica 2.3, referente a Lisboa, e para uma acção sísmica do tipo 2 é atribuída uma aceleração máxima de $1,7 \text{ m/s}^2$ (correspondente a $0,1733g$).

5.2 ESTRUTURAS DE REFERÊNCIA

O edifício utilizado para este estudo é semelhante ao do capítulo quatro, o número de pilares e as características dos pórticos manteve-se, mas ao aumentar o número de pisos de dois para seis, os pilares estão sujeitos a maior carga, e por isso foram redimensionados de acordo com o EC2 e à semelhança do pré dimensionamento realizado no capítulo 4. Assim para o edifício 1 utilizaram-se pilares com as dimensões de $0,45 \times 0,45 \text{ m}$ para os primeiros três pisos e de $0,25 \times 0,25 \text{ m}$ para os restantes. Para o edifício 2 consideraram-se também pilares quadrados mas com $0,5 \times 0,5 \text{ m}$ de lado para os primeiros três pisos e $0,35 \times 0,35 \text{ m}$ para os restantes. As outras variáveis são calculadas directamente pelo programa de MATLAB desenvolvido para analisar o modelo de seis graus de liberdade, apresentando-se de seguida os valores e a designação das variáveis introduzidas no programa para o modelo base correspondente a estas estruturas de referência.

Características do sismo

h (s)	Intervalos de tempo do sismo
t_0 (s)	Tempo de duração do sismo

Características do Betão

E	30000000 KPa	Módulo de elasticidade do betão
-----	--------------	---------------------------------

Características dos Edifícios

m11 até m15	253.211 ton	Massa do (1º ao 5º piso) do edifício 1
m16	245.87 ton	Massa do 6º piso do edifício 1
m21 até m25	337.61 ton	Massa do (1º ao 5º piso) do edifício 2
m26	327.83 ton	Massa do 6º piso do edifício 2
Mb11	11.149 ton	Massa da base do edifício 1
Mb21	13.761 ton	Massa da base do edifício 2
L11 até L13	0,45 m	Lado dos pilares do edifício 1
L14 até L16	0,25 m	Lado dos pilares do edifício 2
L21 até L23	0,5 m	Lado dos pilares do edifício 1
L24 até L26	0,35 m	Lado dos pilares do edifício 2
h11 até h16	3 m	Altura dos pisos do edifício 1
h21 até h26	3 m	Altura dos pisos do edifício 2
n1	20	Número de pilares do edifício 1
n2	20	Número de pilares do edifício 2
ksi1	5%	Factor de amortecimento do edifício 1
ksi2	5%	Factor de amortecimento do edifício 2
d12 (m)		Distância entre os dois edifícios

Características dos Elementos de Contacto

stiffness1121

até stiffness1626	93500 kN	Rigidez da mola do elemento de contacto dos 6 pisos
e	0,65	Coeficiente de restituição

Características do Isolamento de Base (IB)

mu1	Coeficiente de atrito do IB do edifício 1
mu2	Coeficiente de atrito do IB do edifício 2

De salientar, que para este modelo base apenas varia a actuação do sismo, a distância entre edifícios e os coeficientes de isolamento de base.

5.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Neste capítulo, foram realizadas diversas análises paramétricas, incidindo mais sobre a influência da variabilidade temporal do sismo na estrutura, e ainda a influência das diversas variáveis no fenómeno da colisão entre edifícios.

À semelhança do capítulo anterior, foram realizadas análises para o caso em que os edifícios se encontram separados, e em que estão sujeitos a colisão entre edifícios.

5.3.1 ESTUDO DE EDIFÍCIOS SEPARADOS

Neste parágrafo, foram estudadas as vertentes sem isolamento de base e com isolamento de base. Para a análise dos edifícios separados, submeteu-se no programa uma distância entre edifícios de 2 metros para não ocorrer colisão.

5.3.1.1 Sem isolamento de base

Para a simulação de edifícios rígidos neste modelo, consideraram-se coeficientes de atrito elevados. Assim, com o intuito de estudar a variabilidade sísmica (temporal e aceleração de pico) foi analisada a resposta dos dois edifícios para a ocorrência dos sismos em estudo com diferentes picos de aceleração, e para os sismos escalados para uma aceleração máxima de 0,1773 g. Nos Quadros 5.1 e 5.2 estão apresentados os resultados dos deslocamentos de cada piso em relação à base do edifício, as forças do corte basal e os momentos basais de cada pilar para ambos os casos, e para os dois edifícios.

Apenas são considerados os sismos de diferentes acelerações neste ponto, sendo nos restantes utilizados os sismos escalados para Lisboa.

Os valores das variáveis em estudo, são os máximos que ocorreram durante os muitos intervalos de tempo que o programa percorre.

Quadro 5.1 – Resultado obtido para a actuação dos sismos com picos de aceleração diferentes

Edifício	Sismo	Deslocamento dos pisos (cm)						Corte Basal (kN)	Momento Basal (kN.m)
		1º	2º	3º	4º	5º	6º		
1	Loma	0,3	0,6	0,7	2,3	3,6	4,3	404	1256
	Kobe	3,7	5,8	7,9	27,8	41,8	49,9	4789	14891
	Northridge	4,1	6,5	8,4	27,2	38,2	43,6	4370	13677
2	Loma	0,5	1	1,4	3,1	4,3	5	1567	4700
	Kobe	2,8	5,4	7,9	17,2	24,1	27,7	8269	26378
	Northridge	2,5	4,8	6,7	13,6	18,7	21,6	6971	20911

A análise paramétrica descrita no Quadro 5.1, tem como objectivo perceber o efeito dos sismos estudados no capítulo 4, no novo modelo de seis graus de liberdade. Verificaram-se para este modelo forças de corte basal e momentos basais muito maiores do que para o modelo de dois graus de liberdade, como seria de esperar. Com a actuação do sismo de Loma Prieta, ambos os edifícios

apresentam pequenos deslocamentos, assim fica provado que o sismo de Loma é pouco gravoso para as estruturas em estudo. Os sismos de Kobe e Northridge apresentam deslocamentos e forças na estrutura consideráveis, sendo que o sismo de Kobe tem menores picos de aceleração que o sismo de Northridge, mas revela-se mais gravoso, isto deve-se sobretudo à variabilidade da frequência do sismo.

Realizando uma análise comparativa entre os dois edifícios, a partir do Quadro 5.1, verifica-se que o edifício 1 apresenta maiores deslocamentos, mas menores forças de corte basal e momentos basais que o edifício 2. Isto deve-se à elevada rigidez do edifício 2.

No Quadro 5.2 é analisado este fenómeno, para a ocorrência dos três sismos em estudo, escalados para a zona de Lisboa. Assim os sismos actuates em estudo passaram a denominar-se de sismo A (Loma), B (Kobe) e C (Northridge).

Quadro 5.2 - Resultado obtido para a actuação dos sismos escalados para a zona de Lisboa

Edifício	Sismo	Deslocamento dos pisos (cm)						Corte Basal (kN)	Momento Basal (kN.m)
		1º	2º	3º	4º	5º	6º		
1	A	0,3	0,4	0,5	1,7	2,4	2,9	289	902
	B	0,8	1,2	1,7	5,9	9,2	10,9	1011	3144
	C	0,8	1,2	1,6	5	7,1	8	807	2524
2	A	0,3	0,5	0,8	1,4	1,8	2,2	679	2036
	B	0,6	1,1	1,7	3,6	5,1	5,8	1856	5569
	C	0,5	0,9	1,2	2,5	3,4	4	1287	3860

O quadro anterior, mostra que o fenómeno em estudo é relevante para a obtenção das forças provocadas pelo sismo, uma vez que para o mesmo pico de aceleração verificam-se diferentes resultados para diferentes variabilidades. Entre o sismo A e B, existe uma diferença grande, compatível com o facto do sismo B ser o de maior variabilidade e duração temporal entre os três sismos em estudo.

5.3.1.2 Com isolamento de base

Uma vez que o estudo sobre o isolamento de base foi analisado com bastante detalhe no capítulo anterior, aqui apenas se realizou um estudo paramétrico, (ver Quadro 5.3) para verificar a influência da variabilidade sísmica em ambos os edifícios, quando o dispositivo de isolamento de base apresenta um coeficiente de atrito de 0,1.

Quadro 5.3 – Estudo paramétrico com o intuito de analisar a variabilidade do sismo, quando ambos os edifícios apresentam coeficiente de atrito de 0,1

Sismo	Deslizamento (cm)		Deslocamento do 6º Piso (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
A	1,9	0,9	1,1	1,8	204	563	650	1789
B	12,7	7	2,4	3,3	505	1225	1579	3676
C	5,3	2	1,7	2,2	391	633	1108	1900

O Quadro 5.3 mostra que o efeito da variabilidade sísmica tem influência nos resultados finais, mas em menor escala que no caso anterior, uma vez que os deslocamentos vão ser menores devido ao deslizamento da base. O quadro anterior demonstra mais uma vez que a aplicação do isolamento de base para edifícios separados é vantajoso.

5.3.2 ESTUDO DA COLISÃO DE EDIFÍCIOS

Nesta secção, foi estudado o fenómeno da colisão com bastante detalhe, sendo efectuados vários estudos paramétricos com a finalidade de observar as alterações das principais características dinâmicas como o corte basal e momento basal, importantes para o dimensionamento final dos edifícios. Os parâmetros sujeitos a análise foram: variabilidade da acção sísmica actuante com diferentes distâncias de separação entre edifícios, características do betão, características dos elementos de contacto e amortecimento dos edifícios.

5.3.2.1 Variabilidade sísmica

Com o objectivo de perceber a importância deste parâmetro para o fenómeno de colisão foram utilizados os três sismos apresentados anteriormente, escalados para a mesma aceleração máxima. Foram obtidos os resultados para diferentes distâncias entre edifícios, com o intuito de analisar o efeito deste parâmetro na colisão. Com base no Quadro 5.4, são analisadas as variações da força de impacto máxima e do número de impactos descritas nos gráficos das Figuras 5.1 e 5.2.

Quadro 5.4 - Resultado obtido para a colisão entre edifícios com o intuito de estudar a variabilidade temporal dos sismos

Sismo	Distância (cm)	Número de Impactos	Forças de Impacto (kN)	Deslocamento 6º Piso (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
				Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
A	2	127	682	2,9	2,2	266	676	834	2027
	4	3	530	2,9	2,2	288	679	902	2036
	6	0	0	2,9	2,2	289	679	902	2036
	8	0	0	2,9	2,2	289	679	902	2036
B	2	108	3629	11,3	5,6	921	1763	2875	5290
	4	57	3567	9,56	5,1	892	1593	2768	4777
	6	30	3147	10,8	4,5	964	1433	2987	4297
	8	19	2554	10,9	4,7	1003	1509	3110	4527
C	2	70	1640	7,6	3,6	652	1102	2056	3307
	4	29	2224	8,8	3,8	797	1234	2502	3703
	6	16	1911	8,6	3,9	803	1287	2513	3860
	8	7	1675	8	4	806	1287	2524	3860

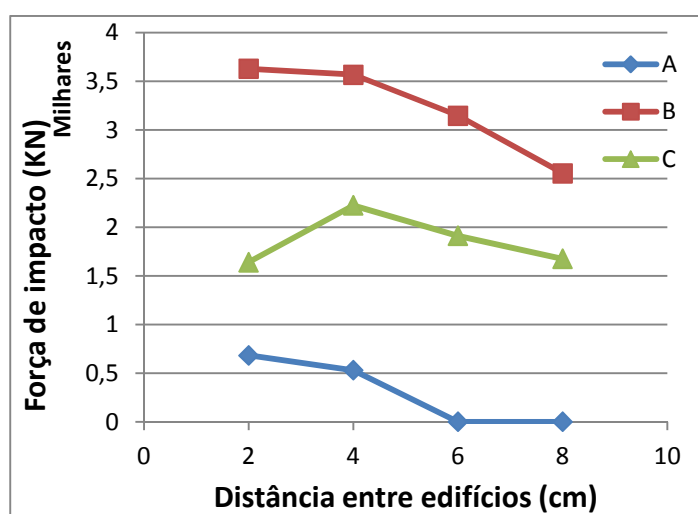


Figura 5.1 – Gráfico da variação da força de impacto máxima para os três sismos em estudo

Na figura anterior representam-se os máximos das forças de impacto para sismos com o mesmo pico de aceleração, evidenciando assim a influência da variabilidade sísmica. Analisando a variação da distância entre edifícios, verifica-se uma diminuição natural das forças de impacto com o aumento da distância entre edifícios, com a exceção do sismo C em que aumenta a força de impacto quando a distância entre edifícios aumenta de 2 para 4 cm.

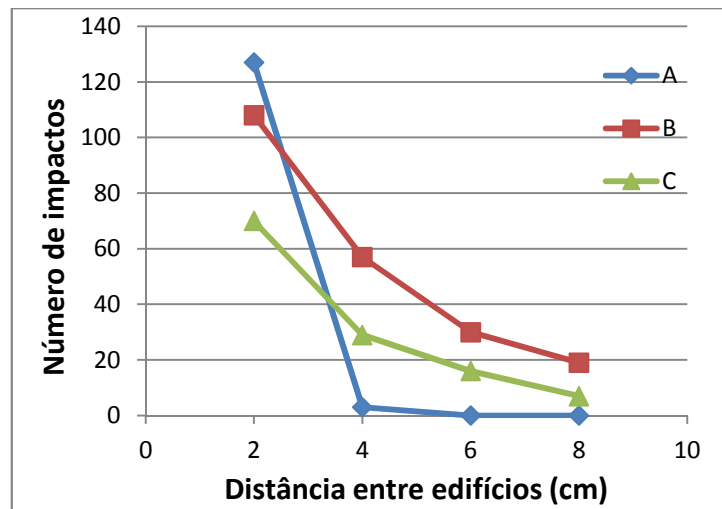


Figura 5.2 - Gráfico da variação do número de impactos para os três sismos em estudo

Na Figura 5.2 verifica-se uma variação decrescente do número de impactos durante a duração dos sismos, com o aumento da distância entre edifícios. Para o sismo A houve um elevado número de impactos para uma distância de 2 cm, como já foi explicado anteriormente, isto deve-se ao maior número de intervalos de tempo que este sismo apresenta.

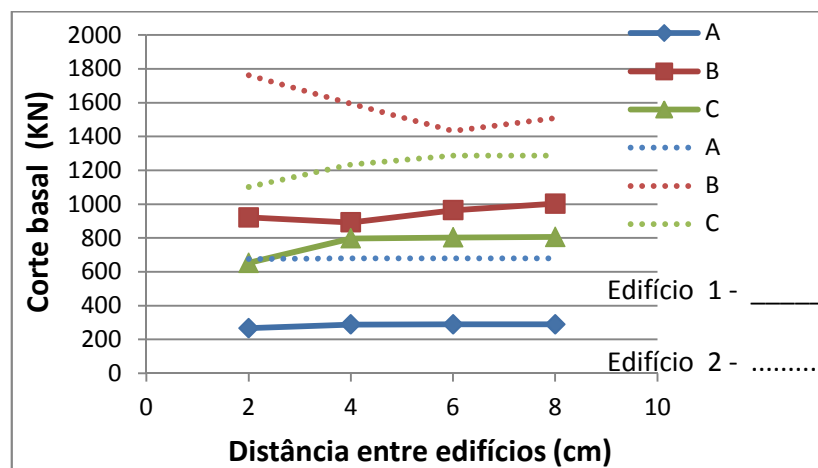


Figura 5.3 - Gráfico da variação das forças de corte basal nos dois edifícios, para os três sismos em estudo

Na figura anterior nota-se de uma forma clara a influência da variabilidade sísmica nas forças de corte basal.

Uma vez que os sismos artificiais aqui estudados apresentam famílias distintas de respostas a questão é saber quantos sismos diferentes serão necessários estudar para definir a envolvente de respostas.

5.3.2.2 Características do betão

Neste ponto foram estudados os efeitos da utilização de diferentes tipos de betão nos edifícios. Para esse efeito foram considerados diferentes módulos de elasticidade ($E=27; 29; 30; 31$ e 33 GPa).

No Quadro 5.5 estão representadas as variações dos valores máximos para os diferentes parâmetros de cada edifício, quando estes apresentam diferentes módulos de elasticidade. Este estudo é realizado para o sismo B, quando os edifícios se encontram afastados 2 cm.

Quadro 5.5 - Estudo paramétrico com o intuito de analisar as características do betão

E (GPa)	Número de Impactos	Forças de Impacto (kN)	Deslocamento do 6º Piso (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
			Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
27	81	3439	10,9	5,9	761	1634	2740	4903
29	108	3196	10,6	5,9	794	1769	2694	5309
30	108	3629	11,3	5,6	921	1763	2875	5290
31	108	3289	11	5,4	931	1756	2911	5267
33	107	3464	10,8	4,8	1018	1701	3174	5103

Apurou-se que elevando o valor do módulo de elasticidade da estrutura não se verificam grandes variações das forças de impacto, neste estudo apenas se verificou para o edifício 1 um aumento ligeiro das forças de corte basal com o aumento do módulo de elasticidade. Assim pode-se concluir que pequenas variações (até cerca de 20%) no módulo de elasticidade não alteram muito significativamente os parâmetros analisados.

5.3.2.3 Características dos elementos de contacto

A colisão entre edifícios adjacentes é simulada no programa de cálculo matemático (MATLAB) e para tal, como referido anteriormente, é necessário recorrer a elementos de ligação. Neste estudo utilizou-se o Modelo de Kelvin, já descrito no ponto 2.1.2.2 do presente documento, considerando a rigidez da mola igual a 93500 kN. Nesta análise apenas foi efectuado o estudo dos efeitos da alteração do valor do coeficiente de restituição, e consequentemente do factor de amortecimento a utilizar nas forças de impacto e no número de colisões verificadas durante a acção sísmica. O coeficiente de restituição (e) e o de factor de amortecimento do elemento de contacto (ξ), estão relacionados através da equação (2.7).

No Quadro 5.6 são apresentados os resultados para a variação do coeficiente de restituição, e o efeito deste no factor de amortecimento do elemento de contacto para a actuação do sismo B, quando os edifícios se encontram afastados 2 cm, como no ponto anterior. Segundo Conoscente (1992) e Shakyia (2009) os valores recomendados de e estão entre 0,4 e 1.

Quadro 5.6 - Estudo paramétrico com o intuito de analisar as características dos elementos de contacto

e	$\xi(\%)$	Número de Impactos	Forças de Impacto (kN)	Deslocamento do 6º Piso (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
				Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
0,4	32,32	99	3146	8,2	5,2	773	1622	2401	4865
0,5	23,8	106	3396	9,1	5,3	784	1648	2436	4943
0,65	14,35	108	3629	11,3	5,6	921	1763	2875	5290
0,8	7,27	111	3783	13,1	6	1072	1880	3345	5642
0,9	3,39	119	3933	14,4	6,1	1166	1895	3610	5685
1	0	148	4517	17,1	6,2	1450	1973	4482	5920

Constatou-se que com o aumento do coeficiente de restituição, à uma diminuição do factor de amortecimento do elemento de contacto assim como do coeficiente de amortecimento que não é evidenciado aqui uma vez que também depende das massas de cada piso. Naturalmente, no caso em que o coeficiente de restituição é 1 não existe amortecimento, como é evidenciado no quadro anterior.

Com o aumento do factor de amortecimento, houve uma redução no valor da força de impacto, o que confirma o facto de que aumentando o amortecimento no elemento de ligação também se aumenta a dissipação de energia levando as forças de impacto a serem progressivamente mais pequenas. As forças de corte basal e os momentos basais à semelhança das forças de impacto diminuíram com o aumento do amortecimento.

Mas não deverá descorar-se o facto de que, conforme realizado neste trabalho e também já anteriormente seguido por Figueiredo e Barros (2007-a, 2007-b), para factores de amortecimento elevados dever-se-á sempre realizar a integração numérica das equações de movimento sísmico para incluir adequadamente o efeito do grande amortecimento.

5.3.2.4 Amortecimento dos edifícios

Quanto à variação do amortecimento dos edifícios pretendia-se mais uma vez estudar o comportamento dos edifícios sujeitos a colisão, mais precisamente as alterações que essa variação provoca nos edifícios. Com essa finalidade e à semelhança das duas secções anteriores foi estudado o modelo base atrás descrito, para actuação do sismo B e distância entre edifícios de 2 cm, com factores de amortecimento (relativamente ao amortecimento crítico) de cada edifício de 3, 5, 7, 10 e 12%.

Quadro 5.7 - Estudo paramétrico com o intuito de analisar o amortecimento dos edifícios

$\xi_1 = \xi_2$ (%)	Número de Impactos	Forças de Impacto (kN)	Deslocamento do 6º Piso (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
			Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
3	114	3866	12,4	6,1	1022	1904	3192	5711
5	108	3629	11,3	5,6	921	1763	2875	5290
7	105	3422	9,9	5,2	834	1611	2603	4835
10	86	2973	8,4	4,8	756	1538	2353	4614
12	79	2711	7,8	4,7	708	1465	2220	4396

Verificou-se que com o aumento do amortecimento dos edifícios, os parâmetros em análise vão diminuir, ou seja, quanto maior o coeficiente de amortecimento dos edifícios melhor vai ser o seu desempenho dinâmico quando sujeitos a colisão, diminuindo de forma significativa os esforços na base.

5.3.2.5 Síntese

Neste ponto está representado através do Quadro 5.8, uma síntese de resultados para o estudo da colisão entre edifícios sem isolamento de base.

Quadro 5.8 – Síntese de resultados para o estudo da colisão

Parâmetro Variável	Considerações
Variabilidade sísmica	Revelou-se que para os três sismos normalizados com a mesma aceleração máxima o que apresenta resultados mais gravosos é o B.
Afastamento entre edifícios	Para os sismos A e B verificou-se que aumentando a distância de separação houve uma diminuição no valor das forças de impacto. Quanto ao sismo C observou-se maior inconstância.
Características do betão	Observou-se pouca variação nas forças de impacto com o seu aumento.
Elemento de ligação	Constatou-se uma diminuição das forças com o aumento do amortecimento considerado.
Amortecimento da estrutura	Verificou-se uma diminuição das forças de impacto e dos esforços na base com o seu aumento.

6

CONCLUSÕES

6.1 CONCLUSÕES GERAIS

A solicitação de um sismo sobre um edifício reveste-se de primordial importância para o seu dimensionamento, podendo condicionar o sistema estrutural a adoptar ou até conduzir à necessidade da implementação de sistemas de controlo para limitar vibrações causadas por fenómenos dinâmicos provocados por esta acção.

No início deste trabalho apresentaram-se os seguintes principais objectivos: (i) a elaboração de um estudo bibliográfico acerca da temática da colisão de edifícios com isolamento de base, quando solicitados pela acção sísmica, (ii) estudo e adaptação de um modelo analítico para a compreensão da resposta de edifícios sismicamente isolados sujeitos a colisão e (iii) a realização de diversos estudos paramétricos com o intuito de perceber o efeito do isolamento de base, entre outros parâmetros na colisão entre edifícios.

De forma global considera-se que este texto cumpriu os objectivos a que se propôs, apresentando-se nas subsecções que se seguem uma análise detalhada das conclusões a tirar de cada um destes pontos.

6.1.1 ESTUDO BIBLIOGRÁFICO SOBRE A COLISÃO E O ISOLAMENTO DE BASE

Após uma revisão bibliográfica, foi apresentado no capítulo 2 deste texto uma base de informações relevantes acerca da temática da colisão entre edifícios e sobre o isolamento de base. Este estudo abordou as principais ideias a ter em conta em ambos os temas.

No caso da colisão entre edifícios, verificou-se que apenas nos últimos anos têm sido alvo de investigação, sendo que em Portugal até ao momento (e que seja já conhecido) ainda não tinha havido nenhum estudo. No âmbito deste tema foram referidos os diversos danos causados pela colisão, analisou-se com bastante pormenor o tipo de colisão ao nível dos pisos, evidenciando e descrevendo os diversos modelos de colisão. Para simular a colisão, actualmente os modelos mais utilizados são os que usam elementos de contacto (mola e amortecedor), simulando de forma eficaz a dissipação de energia. Para além do choque piso-piso existem outras configurações bastante vulneráveis como o choque piso-pilar, choque entre edifícios de diferentes alturas e choque devido à torção de edifícios. Conclui-se que o choque entre edifícios, devido à acção sísmica, é um fenómeno muito prejudicial para os edifícios, alterando significativamente a resposta dos edifícios.

Depois foram analisados conceitos base acerca do isolamento de base, conferindo maior importância ao seu efeito, à sua evolução ao longo dos anos, aos diferentes tipos de sistemas de isolamento evidenciando as suas especificidades e por fim mostraram-se alguns exemplos de aplicação em todo o mundo, e em especial a abordagem do único edifício que apresenta isolamento de base em Portugal. Através de toda esta investigação, concluiu-se que o isolamento de base é um dos principais avanços na área da engenharia sísmica, permitindo tirar vantagens tanto ao nível dos deslocamentos entre pisos como das acelerações sísmicas. Este sistema de protecção sísmica teve uma evolução histórica, a prova disso é os três principais sistemas de isolamento de base evidenciados no capítulo 2 (HDRB, LRB e FPS), todos eles têm boa capacidade de dissipação de energia, capacidade de acomodar grandes deslocamentos laterais e apresentam elevada flexibilidade no plano horizontal.

6.1.2 ESTUDO DO MODELO ANALÍTICO UTILIZADO

No capítulo 3 foi estudado e desenvolvido um modelo analítico com o objectivo de analisar a resposta de edifícios com isolamento de base sujeitos a colisão provocada pela acção sísmica, a partir dele foi implementado e adaptado um programa de MATLAB fornecido pelo orientador desta dissertação. Os dois edifícios foram modelados para dois graus de liberdade através de sistemas de massas concentradas, que permitiram estudar os impactos ao nível do piso. Para simular a colisão foi utilizado o Modelo de Kelvin, introduzindo assim ao nível de cada piso uma mola e amortecedor linear elástico. O sistema de isolamento de base aplicado é do tipo de superfície plana de deslizamento, semelhante ao apoio pendular de atrito, mas desprezando a actuação de forças de centralização. Verificou-se que este modelo apresenta diversas vantagens, como a correcta simulação do choque, mas no que diz respeito ao isolamento de base tem a desvantagem de não ter limite de deslocamentos. Através do modelo de dois graus de liberdade, foi programado um modelo mais geral, no caso de seis graus de liberdade.

6.1.3 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

Os diversos estudos paramétricos realizados para os modelos de dois graus de liberdade (modelo de referência) e seis graus de liberdade (modelo geral) estão presentes nos capítulos 4 e 5 desta dissertação, onde se encontram apresentados diversas análises comparativas.

6.1.3.1 Modelo de referência

No capítulo 4 começou-se por fazer um pré dimensionamento de dois edifícios diferentes, com o auxílio do Eurocódigo 2, para de seguida se realizarem as análises da resposta dos edifícios para a actuação de três sismos diferentes (Loma, Kobe e Northridge). Foram inseridos no programa de MATLAB os dados das acelerações dos diferentes sismos, e as características dos edifícios e dos elementos de contacto antes mencionadas para a realização das variadas análises. Começou-se por analisar os edifícios separados sem isolamento de base com duas ferramentas de cálculo diferentes, através do programa de MATLAB e do programa de cálculo automático SAP2000 com o intuito de calibrar os resultados, chegando à conclusão que o programa de MATLAB transmitia resultados aproximados e coerentes em comparação com os resultados verificados pelo SAP2000.

Para mostrar o efeito do isolamento de base na resposta dos edifícios sem estarem sujeitos a colisão procedeu-se a uma análise em que os edifícios se encontram separados, e verificou-se um efeito

satisfatório, uma vez que os deslocamentos, velocidades e acelerações dos pisos foram reduzidos de forma substancial. No caso de o coeficiente de atrito ser de 0,1, os deslocamentos foram reduzidos para menos de metade, correspondendo assim a menores esforços na base. Para este caso verificaram-se deslocamentos de deslizamento de certo modo dentro das expectativas.

Quanto ao estudo do fenómeno da colisão entre edifícios de dois graus de liberdade foi analisada a resposta dos edifícios para os casos em que a base é fixa e sismicamente isolada. Como seria de esperar quando os dois edifícios têm a base fixa, o número de impactos aumenta à medida que o espaçamento entre edifícios diminui. Quando a separação é de 8 cm, para a actuação do sismo de Loma já não se verificou colisão, e para os sismos de Kobe e Northridge a interacção entre os dois edifícios é bastante menor, apresentando um número de impactos diminuto. Com o aumento da distância os deslocamentos aproximam-se dos valores verificados para o caso em que os edifícios se encontram separados. Assim pode-se dizer que quanto menor o afastamento menores vão ser os deslocamentos, isto porque a colisão tem o efeito de amortecimento, impedindo o deslocamento dos edifícios. Estes resultados já se tinham verificado no estudo de Agarwal *et al.* (2007).

Para o estudo do fenómeno da colisão, verificou-se que o piso superior é sempre o mais desfavorável, apresentando número de impactos e forças de impacto maiores, assim esta investigação centrou-se sobretudo no andar superior.

Quando a base apresenta isolamento sísmico a resposta dos edifícios é de maior dificuldade de análise, realizou-se o estudo para os casos em que apenas um edifício, e ambos os edifícios apresentam isolamento de base, a resposta dos edifícios de base isolada é semelhante, tendo-se verificado para alguns coeficientes de atrito forças de impacto máximas bastante elevadas. Ocorrendo a colisão em instantes iniciais do sismo, onde as acelerações máximas do sismo ainda não se verificaram, os edifícios vão deslizar para lados contrários, assim, quando os picos de acelerações máximas ocorrem os edifícios encontram-se relativamente afastados, provocando forças de impacto de pequena intensidade.

Em suma, concluiu-se que o efeito do isolamento de base é bastante bom, de fácil análise para quando os edifícios se encontram separados, e com maior complexidade quando os edifícios estão sujeitos a colisão, tendo-se verificado que a probabilidade de ocorrer elevadas forças de impacto depende muito do afastamento entre edifícios, dos coeficientes de atrito utilizados e das acelerações do sismo e sua variabilidade temporal. Para algumas combinações de parâmetros mostrou-se que a aplicação do isolamento de base é bastante benéfica.

6.1.3.2 Modelo geral

As especificidades do movimento do solo desempenham um papel dominante no cálculo da abertura máxima entre edifícios para ter em conta o fenómeno da colisão, assim no capítulo 5, para o modelo de seis graus de liberdade, foi abordado com maior veemência o estudo deste fenómeno, analisando o efeito de diversos parâmetros.

Para esta investigação os sismos estudados no capítulo 4 foram escalados para uma aceleração máxima correspondente à aceleração espectral máxima esperada para edifícios localizados na zona de Lisboa, com o intuito de analisar o parâmetro de variabilidade temporal do sismo. Outros parâmetros analisados foram: distância entre edifícios, módulo e elasticidade do betão, amortecimento dos elementos de contacto e o coeficiente de amortecimento das estruturas. Concluindo-se que o sismo B é o que apresenta uma variabilidade temporal de efeitos mais graves, tendo os edifícios maiores

deslocamentos em comparação com os outros dois sismos. Aumentando a distância de separação dos edifícios, houve uma diminuição esperada no valor das forças de impacto.

Verificou-se que com a variação do módulo de elasticidade do betão não há uma variação das forças de impacto, e dos esforços da estrutura consideráveis. No que diz respeito ao amortecimento dos elementos de contacto, com o seu aumento verificou-se uma diminuição das forças de impacto, verificando-se o mesmo para a variação do amortecimento da estrutura.

6.2 PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como já foi referido anteriormente neste documento o fenómeno da colisão de edifícios com isolamento de base provocado pela acção sísmica têm uma importância relevante, e as investigações têm vindo a crescer, contudo os estudos realizados nesta área ainda são muito incipientes e as técnicas de análise ainda não foram muito esmiuçadas. Assim existem diversas possibilidades para investigações futuras:

- A primeira sugestão que se deixa prende-se com o tipo de análise numérica que foi realizada neste trabalho. Seria interessante, em trabalhos futuros, o estudo de um modelo que permita variabilidade de distribuição de rigidez em duas e três dimensões.
- Novos estudos essencialmente sobre esta temática especificamente devem ter em conta a força de centralização e devem abordar certas restrições como o limite máximo para o deslocamento de deslizamento no sistema de isolamento de base. Esses factores não foram considerados neste estudo, uma vez que foi a primeira tentativa de conhecer o comportamento dos edifícios com isolamento de base sujeitos a colisão, e introduzi-los teria levado a uma resposta mais imprevisível e difícil de analisar.
- Analisar outro tipo de colisão, principalmente o choque piso-pilar e o choque por torção.
- Seria vantajoso investigar as fundações através do acoplamento rígido, ou outras conexões associadas a fundações flexíveis (com molas e amortecedores) para alterar o movimento relativo, e criar essencialmente uma estrutura de base sismicamente isolada com novas propriedades dinâmicas.
- Algo que ficou por executar neste trabalho foi a realização de estudos adicionais para tratar da excitação sísmica de diferentes direcções.
- Incluir em estudos futuros análises dinâmicas de colisão por integração temporal, mas incluindo não linearidade material e geométrica no modelo de comportamento estrutural.
- Outro estudo a desenvolver sobre esta temática, é a probabilidade de ocorrer colisão sísmica, inicialmente investigados por Lin e Weng (2001 e 2011), em que se estudou o risco de ocorrer o choque. Novos modelos numéricos podem ser estudados e desenvolvidos para avaliar esta problemática.

Referências Bibliográficas

- Agarwal, V.K., Niedzweckia, J.M., e Lind, J.W. (2007). *Earthquake induced pounding in friction varying base isolated buildings*. Engineering Structures, 29: 2825–2832, Texas.
- Anagnostopoulos, S.A. (1988). *Pounding of Buildings in Series during Earthquakes*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 16(3): 443–456.
- Anagnostopoulos, S.A. (2004). *Equivalent Viscous Damping for Modeling Inelastic Impacts in Earthquake Pounding Problems*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 33(8): 897–902.
- Anagnostopoulos, S. A. e Spiliopoulos, K. V. (1992). *An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings*. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn., 21, 289 – 302.
- Arya, A. S. (1984). *Sliding concept for mitigation of earthquake disaster to masonry buildings*. Proc., 8th World Conference on Earthquake Eng., San Francisco, California, 951 - 956.
- Azevedo, J. e Guerreiro, L. (1994). *Isolamento de Base em Estruturas Sujeitas à Acção Sísmica*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas Nº 38, 1994, Lisboa, Portugal, 9-17, LNEC.
- Azevedo, J. e Guerreiro, L. (2007). *Current Status os Seismic Isolation and Energy Dissipation R&D and Applications for Buildings, Bridges and Viaducts, in Portugal*. 10th World Conference os Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Istambul, Turquia.
- Ballantyne, J.R., Chapman, M.L., Hughes, C.A. e Whittaker, A.S. (2002). *Seismic Base Isolation - A Cost Effective Means of Upgrading UK Nuclear Structures*. Proc. of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, Londres, Reino Unido.
- Barros, R.C., e César, M.B. (2006). *Seismic Behaviour of an Asymmetric Three-Dimensional Steel Frame with Base Isolation Devices*. Computational Structures Technology; Editors: B.H.V. Topping, G. Montero and R. Montenegro; Paper 252, Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.
- Barros, R.C., e César, M.B. (2007). *Influence of Resistant Cores Location on the Seismic Response of a R/C 3D-Frame Equipped with HDRB Base Isolation Devices*. Civil Engineering Computing; Editor: B.H.V. Topping; Paper 199, Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.
- Burtscher, S. e Dorfmann, A. (2004). *Compression and shear tests of anisotropic high damping rubber bearings*. Engineering Structures, Volume 26.
- Burtscher, S., Dorfmann, A. e Bergmeister, K. (1998). *Mechanical Aspects of High Damping Rubber*. Proc. of the second Int. PhD Symposium in Civil Engineering, Budapeste.
- CEN (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. EN 1998-1.
- CEN (2010). *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: regras gerais e regras para edifícios*.

Chau, K.T., Wang, L.X., e Wei, X.X. (2006). *Torsional poundings between two adjacent asymmetric structures*. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 105, Taipei, Taiwan.

Clough, R. W., and Penzien, J. (1995). *Dynamics of structures*. 3rd Ed.

Cole, G. L., Dhakal, R.P., Carr, A.J., e Bull, D.K. (2009). *The Significance of Lumped or Distributed Mass Assumptions on the Analysis of Pounding Structures*. Proc. 13th Asia Pacific Vibration Conference (AVPC), New Zealand.

Cole, G., Dhakal, R., Carr, A., e Bull, D. (2010). *Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Cole, G.L., Dhakal, R.P., Carr, A.J., e Bull, D.K. (2011). *Case studies of observed pounding damage during the 2010 Darfield earthquake*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Conoscente, J.P., Hamburger, R.O., Johnson J.J. (1992). *Dynamic analysis of impacting structural systems*. Proceedings of 10th World conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain.

Constantinou, M., Mokha, A., e Reinhorn, A. (1990). *Teflon bearings in base isolation. II: Modeling*. J. Struct. Eng., 116(2), 455 – 474.

Davis, R.O. (1992). *Pounding of Buildings Modelled by An Impact Oscillator*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21(3): 253–274.

Dorfmann, L., Castellano, M.G., Burtsher, S. e Chiarotto, D. (2004). *Highly Adaptable Rubber Isolation Systems*. FIP Industriale, Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá.

Dowrick, J.D. (1987). *Earthquake Reistant Design: for Engineers and Architects*. Chichester, Jonh Wiley & Sons.

Earthquake Protection Systems (2003). *Technical characteristics of a Friction Pendulum Bearings*.

Farahani, A., Wijeyewickrema, A.C., e Ohta, R. (2006). *End buildings pounding during earthquakes*. University of the Philippines, Diliman Quezon City, Philippines.

Favvata, M.J., e Karayannis, C.G. (2008). *Non-linear static versus dynamic analyses for the interaction of structures*. 7th European Conference on Structural Dynamics, Southampton.

Figueiredo E., e R.C. Barros (2007-a). *An Insight on the Influence of Damping in Seismic Isolation*. Civil Engineering Computing, Editor: B.H.V. Topping, Civil-Comp Press, Paper 201, Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.

Figueiredo E., e R.C. Barros (2007-b). A influência do amortecimento em isolamento sísmico. 7^o congresso de sismologia e engenharia sísmica *An Insight on the Influence of Damping in Seismic Isolation*. Civil Engineering Computing, Editor: B.H.V. Topping, Civil-Comp Press, Paper 201, Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.

Figueiredo, F. R. (2007). *Isolamento Sísmico de Base - Dimensionamento de Sistemas de Isolamento de Base em Edifícios*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Galli, C., e Marioni, A. (2010). *Dispositivi Antisimici per Terremoti*.

Giuliani, G.C. (2002). *Overview on the dynamic control of structures*. Proceedings of the International Symposium on Lightweight Structures in Civil Engineering, Varsóvia, Polónia.

- Goldsmith, W. (1960). *Impact: the Theory and Physical Behaviour of Colliding Solids*. Edward Arnold, London.
- Grant, D. (2004). *Bidirectional Modelling of High-Damping Rubber Bearings*. Dissertation submitted in partial fulfilment of the requirements for the Doctor of Philosophy in Earthquake Engineering, European school for advanced studies in reduction of seismic risk – Rose School.
- Guerreiro, L. (2003). *A Borracha na Conceção Anti-sísmica*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- Guerreiro, L. (1997). *Isolamento Sísmico de Edifícios*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Engenharia Civil, Lisboa.
- Guerreiro, L. (2004). *Isolamento Sísmico de Estruturas - Análise do Panorama Actual*. Instituto Superior Técnico, DECIVIL, Lisboa.
- Guerreiro, L. (2007). *Sistemas de Protecção Sísmica de Estruturas*. (D. d. Estruturas, Ed.).
- Guerreiro, L., Ferreira, J.P., Colato, G.P., Castellano, G., e Baldo, P. (2005). *Base Isolation for Seismic Protection – The new hospital in Lisbon*. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) Symposium, Lisboa, Portugal.
- Hussain, S., Lee, D., e Retamal, E. (2001). *Viscous Damping for Base Isolated Structures*.
- Infanti, S., e Castellano, M.G. (2004). *Seismic Protection of Bridges Through Isolation and Energy Dissipation Devices*. FIP Industriale, Proc. of IIBE (Indian Institution of Bridge Engineers) National Conference, Chennai, India.
- Jangid, R.S., e Datta, T.K. (1995). *Seismic Behaviour of Base-isolated Buildings: A State-of-the-art Review*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, 110(2): 186–203.
- Jankowski, R. (2004). *Non-linear viscoelastic model of structural pounding*. Proceedings of 13th World conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Jankowski, R. (2005). *Nonlinear Viscoelastic Modelling of Earthquake-induced Structural Pounding*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(6): 595–611.
- Jankowski, R. (2006). *Analytical Expression Between the Impact Damping Ratio and the Coefficient of Restitution in the Nonlinear Viscoelastic Model of Structural Pounding*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35(4): 517–524.
- Jankowski, R. (2010). *Experimental study on earthquake-induced pounding between structural elements made of different building materials*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 39(3): 343-354.
- Karayannis, C.G. e Favvata, M.J. (2005). *Inter-story pounding between multistory reinforced concrete structures*. Structural Engineering and Mechanics. 20(5). 505-26.
- Kasai, K., e Maison, B.F. (1997). *Building Pounding Damage During the 1989 Loma Prieta Earthquake*. Engineering Structures, 19(3): 195–207.
- Kasai, K., Jagiasi, A.R., e Jeng, V. (1996). *Inelastic vibration phase theory for seismic pounding mitigation*. Journal of Structural Engineering, 122 (10), pp. 1136-1146.
- Kelly, J. M. (1998). *Base Isolation: Origins and Development*. University of California, Berkeley.

- Komodromos, P., Polycarpou, P.C., Papaloizou, L., e Phocas, M.C. (2007). *Response of Seismically Isolated Buildings Considering Poundings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36(12): 1605–1622.
- Kun, Y. Li, L. e Hongping, Z. (2009). *A modified Kelvin impact model for pounding simulation of base-isolated building with adjacent structures*. College of Civil Engineering and Mechanics, Huazhong University of Science and Technology, 8: 433-446, Wuhan 430074, China.
- Lankarani, H.M., e Nikraves, P.E. (1990). *Contact Force Model with Hysteresis Damping for Impact Analysis of Multibody Systems*. Journal of Mechanisms, Transmissions, and Automation in Design, 112(3): 369–376.
- Leibovich, E., Rutenberg, A., e Yankelevsky, D. Z. (1996). *On eccentric seismic pounding of symmetric buildings*. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 25, 219 – 233.
- LESSLOSS (2005). *Risk Mitigation for Earthquake and Landslides Sub-Project 8 – Displacement-based Design Methodologies*. Project No.: GOCE-CT-2003-505488, Priority 1.1.6.3 Global Change and EcoSystems.
- LESSLOSS (2007). *Risk Mitigation for Earthquake and Landslides Sub-Project 7 – Techniques and methods for vulnerability reduction*.
- Marioni, A. (1998). *The use of High Damping Rubber Bearings for the protection of the structures from the seismic risk*. Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.
- Matsagar, V.A., e Jangid, R.S. (2003). *Seismic Response of Base-isolated Structures During Impact with Adjacent Structures*. Engineering Structures, 25(10): 1311–1323.
- Matsagar, V. A., e Jangid, R. S. (2005). *Viscoelastic Damper Connected to Adjacent Structures Involving Seismic Isolation*. Journal of Civil Engineering and Management, XI No.4.
- Mokha, A., Constantinou, M., e Reinhorn, A. (1990). *Teflon bearings in base isolation. I: Testing*. J. Struct. Eng., 116(2), 438 – 454.
- Mosqueda, G., Whittaker, A. S., e Fenves, G. L. (2004). *Characterization and Modeling of Friction Pendulum Bearings Subjected to Multiple Components of Excitation*. Journal of Structural Engineering, 433-441.
- Mouzakis, H.P. e Papadrakakis, M. (2004). *Three dimensional nonlinear building pounding with friction during earthquakes*. Journal of Earthquake Engineering, 8(1). 107-132.
- Mullikan, J. S., e Karabalis, D. L. (1998). *Discrete model for dynamic through-the-soil coupling of 3-D foundations and structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, 687-710.
- Muthukumar, S. (2003). *A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges*. Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology.
- Muthukumar, S., e DesRoches, R. (2006). *A Hertz Contact Model with Nonlinear Damping for Pounding Simulation*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35(7): 811–828.
- Nagarajaiah, S., e Sun, X. (2001). *Base-isolated FCC Building: Impact Response in Northridge Earthquake*. Journal of Structural Engineering, 127(9): 1063–1075.

- Penzien, J. (1997). *Evaluation of Building Separation Distance Required to Prevent Pounding During Strong Earthquakes*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26(8): 849–858.
- Providakis, C.P. (2008). *Effect of LRB Isolators and Supplemental Viscous Dampers on Seismic Isolated Buildings Under Near-fault Excitations*. Engineering Structures, 30(5): 1187–1198.
- Rahman, A. M., Carr A. J., e Moss P. J. (2001). *Seismic Pounding of a Case of Adjacent Multiple-Storey Building of Differing Total Heights Considering Soil Flexibility Effects*. Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering, 34(1), 40-59.
- Rosado, A.P., Paredes, M.M., e Barros, R.C (2011). *Comparação dos resultados experimentais e computacionais da oscilação da água em tanque rectangular sob acções harmónica e sísmica*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.
- RSA (1983). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei n.º235/83, Lisboa, Portugal.
- Shakya, K. (2008). *Mid-Column Seismic Pounding of Reinforced Concrete Buildings in a Row Considering Effects of Soil*. 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- Shakya, K. (2009). *Mid-Column Pounding of Multi-Story Reinforced Concrete Buildings Considering Soil Effects*. Advances in Structural Engineering. 12(1). 71-85.
- Shakya, K., Wijeyewickrema, A. C., e Ohmachi T. (2009). *Performance of reinforced concrete buildings during seismic pounding considering soil-foundation interaction*.
- Skinner, R.I.; Robinson, W.H., e McVerry, G.H. (1993). *An Introduction to Seismic Isolation*. DSIR Physical Sciences, Wellington, New Zealand.
- Söhne, M. (2005). *Seismic Protection for Buildings: Onassis-House and Akropolis-Museum*.
- Symans, M. D. (2010). Federal Emergency Management Agency: <http://www.fema.gov/>
- Tsai, H.C. (1997). *Dynamic Analysis of Base-isolated Shear Beams Bumping Against Stops*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 26(5): 515–528.
- Wang, Y.Y. (2008). *Lessons Learned from the “5·12” Wenchuan Earthquake: Evaluation of Earthquake Performance Objectives and the Importance of Seismic Conceptual Design Principles*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 7(3): 255–262.
- Wolf, J.P., e Skrikerud, P.E. (1979). *Mutual pounding of adjacent structures during earthquakes*. Nuclear Engineering and Design, 57:253 –275.
- Zayas, V. A., e Mahin, S. A. (1988). *Seismic Isolation Using the Friction Pendulum System*. <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html/>. (Abril, 2011).

Anexos

Anexo A: Implementação em MATLAB das equações dinâmicas para dois edifícios adjacentes de dois graus de liberdade com isolamento de base

No presente anexo estão explicitadas as equações dinâmicas implementadas no programa de MATLAB. O modelo em estudo, explícito no capítulo 3, tem um comportamento não linear, e portanto, problemas que advêm deste comportamento têm de ser resolvidos numericamente. Com o auxílio do MATLAB o problema é resolvido passo a passo através da integração numérica, as propriedades do sistema vão sendo alteradas, uma vez que o sistema se segue por diversos critérios. Como o MATLAB resolve apenas equações de primeira ordem, é preciso converter a equação dinâmica, que é de segunda ordem num conjunto de equações diferenciais de primeira ordem. Para isso utilizaram-se as seguintes igualdades:

$$\begin{aligned}\dot{x}_{11,B11} &= y_1, \dot{x}_{12,B11} = y_2, \dot{x}_{21,B21} = y_3, \dot{x}_{22,B21} = y_4, \\ \dot{x}_{B11,B10} &= y_5, \dot{x}_{B21,B20} = y_6, x_{11,B11} = y_7, x_{12,B11} = y_8, \\ x_{12,B21} &= y_9, x_{22,B21} = y_{10}, x_{B11,B10} = y_{11}, x_{B21,B20} = y_{12}\end{aligned}$$

Deduziram-se ainda seis relações:

$$\dot{y}_7 - y_1 = 0, \dot{y}_8 - y_2 = 0, \dot{y}_9 - y_3 = 0, \dot{y}_{10} - y_4 = 0, \dot{y}_{11} - a_1 y_5 = 0, \dot{y}_{12} - a_2 y_6 = 0$$

Nestas relações, os parâmetros a_i ($i=1$ e 2) definem a ocorrência de deslizamento em cada edifício durante a execução do programa de computador. Se houver deslizamento é igual a 1, caso contrário é igual a 0. Estes parâmetros podem ser actualizados após cada iteração e para cada um dos edifícios separadamente. a_i igual a zero implica uma velocidade e aceleração de deslizamento igual a zero para o edifício i . A equação dinâmica para a estrutura (2.47), com deslizamento (2.51 e 2.52) e as seis equações, podem ser combinadas e formar uma equação de matrizes 12×12 , reorganizada e escrita de forma simplificada.

$$[M_1]\{\dot{Y}\} + ([C_1] + [C_2])\{Y\} + ([K_1] + [K_2])\{Y\} + [C_3]\{Y\} + [K_3]\{Y\} + \{D_1\} - [D_2]\{Y\} = \{F\} - [M_2]\{\dot{Y}\} - [M_3]\{\ddot{X}_G\} \quad (A.1)$$

Esta equação pode ainda ser reorganizada para uma forma compatível com a exigida pelo “ode”, programa de integração passo a passo do MATLAB. Esta equação, juntamente com as condições de colisão e deslizamento são resolvidas pelo “ode45” (*ordinary differential equations*) solucionador do MATLAB, que como o nome indica efectua a integração directa. Os programas de computador criados para realizar esta tarefa foram incluídos no Anexo 2, como o “solver”, onde é introduzida a equação matricial (A.2), e são inseridos os parâmetros a utilizar. A equação final é:

$$\{\dot{Y}\} = ([M_1] + [M_2])^{-1}(\{F\} - [M_3]\{\ddot{X}_G\} - ([C_1] + [C_2] + [C_3] + [K_1] + [K_2] + [K_3] - [D_2])\{Y\} - \{D_1\}) \quad (A.2)$$

[illegible]

[illegible]

[illegible]

$$[D_2] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & a_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & a_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\{F\} = \begin{bmatrix} F_{11} \\ F_{12} \\ F_{21} \\ F_{22} \\ a1(-sgn(y_5))F_{f1} + a1(F_{11} + F_{12}) - a1(m_{11} + m_{12} + M_{B11})\ddot{x}_{B10} \\ a2(-sgn(y_6))F_{f2} + a2(F_{21} + F_{22}) - a2(m_{21} + m_{22} + M_{B21})\ddot{x}_{B20} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\{\dot{Y}\} = [\dot{y}_1 \quad \dot{y}_2 \quad \dot{y}_3 \quad \dot{y}_4 \quad \dot{y}_5 \quad \dot{y}_6 \quad \dot{y}_7 \quad \dot{y}_8 \quad \dot{y}_9 \quad \dot{y}_{10} \quad \dot{y}_{11} \quad \dot{y}_{12}]^T$$

$$\{Y\} = [y_1 \quad y_2 \quad y_3 \quad y_4 \quad y_5 \quad y_6 \quad y_7 \quad y_8 \quad y_9 \quad y_{10} \quad y_{11} \quad y_{12}]^T$$

Anexo B: Programa de MATLAB para obter a resposta de dois edifícios adjacentes com dois graus de liberdade sujeitos a colisão e com sistema de isolamento de base

Aqui apresenta-se o programa de MATLAB, para o modelo de referência, assim como diversas observações para melhor se perceber o seu funcionamento.

```
% FUNÇÃO 'APPENDIX' - PRINCIPAL
% ESTE PROGRAMA CALCULA A RESPOSTA DE DOIS EDIFÍCIOS ADJACENTES COM 2 GRAUS
DE LIBERDADE COM ISOLAMENTO DE BASE
% A RESPOSTA É DADA PELO VECTOR 'RESULT', COM 33 COLUNAS
% A PRIMEIRA COLUNA REPRESENTA O TEMPO E AS OUTRAS DEZOITO CORRESPONDEM ÀS
% RESPOSTAS DE ACELERAÇÃO, VELOCIDADE, DESLOCAMENTOS, ACELERAÇÕES ABSOLUTAS,
% ESFORÇOS NA ESTRUTURA E AS FORÇAS DE IMPACTO.
% OUTROS PROGRAMAS SÃO CHAMADOS COMO 'solver', 'f', 'wind_force' E O SISMO
% EM ESTUDO 'loma', 'kobe' E 'northridge'
% OS VALORES DAS VARIÁVEIS TÊM DE SER COLOCADOS NUM FICHEIRO "DADOS.TXT"
% OS VALORES SÃO EM UNIDADES SI
%
% ESCRITO POR:
%
% Jorge Cordeiro, 2011
%
fileName=input('Qual o ficheiro? ', 's'); % FICHEIRO COM OS PARAMETROS DE
ENTRADA
fp=fopen('dados.txt','r'); % FICHEIRO COM O NOME DADOS.TXT
h=leValorDaLinha(fp); % INTERVALO DE TEMPO
to=leValorDaLinha(fp); % TEMPO MÁXIMO DE SIMULAÇÃO
m11=leValorDaLinha(fp); % MASSA
m12=leValorDaLinha(fp);
m21=leValorDaLinha(fp);
m22=leValorDaLinha(fp);
L1=leValorDaLinha(fp); % LARGURA DOS PILARES
L2=leValorDaLinha(fp);
E=leValorDaLinha(fp); % MÓDULO DE ELASTECIDADE
h11=leValorDaLinha(fp); % ALTURA DOS PILARES
h12=leValorDaLinha(fp);
h21=leValorDaLinha(fp);
h22=leValorDaLinha(fp);
e=leValorDaLinha(fp); % COEFICIENTE DE RESTITUIÇÃO
ksi1=leValorDaLinha(fp); % COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO DOS EDIFÍCIOS
ksi2=leValorDaLinha(fp);
n1=leValorDaLinha(fp); % NÚMERO DE PILARES DO EDIFÍCIO
n2=leValorDaLinha(fp);
stiffness1121=leValorDaLinha(fp); % RIGIDEZ DE IMPACTO
stiffness1222=leValorDaLinha(fp);
d1121=leValorDaLinha(fp); % ESPAÇAMENTO ENTRE EDIFÍCIOS
d1222=leValorDaLinha(fp);
Mb11=leValorDaLinha(fp); % MASSA DA BASE DA ESTRUTURA
Mb21=leValorDaLinha(fp);
mu1=leValorDaLinha(fp); % COEFICIENTE DE ATRITO
mu2=leValorDaLinha(fp);
fclose(fp); % FIM DOS DADOS INTRODUZIDOS NO FICHEIRO DADOS.TXT
```

```

g = 9.814; % ACELERAÇÃO DEVIDO Á GRAVIDADE
Ff1 = mu1*(m11+m12+Mb11)*g; % FORÇA DE ATRITO 1º EDIFÍCIO
Ff2 = mu2*(m21+m22+Mb21)*g; % FORÇA DE ATRITO 2º EDIFÍCIO
% CÁLCULO DE ALGUMAS VARIÁVEIS
M1=[m11,0;0,m12]; % MATRIZ MASSA
M2=[m21,0;0,m22];
I1=L1^4/12; % CÁLCULO DA INÉRCIA
I2=L2^4/12;
k11 = 12*E*I1/(h11^3)*n1; % RIGIDEZ DE CADA PISO
k12 = 12*E*I1/(h12^3)*n1;
k21 = 12*E*I2/(h21^3)*n2;
k22 = 12*E*I2/(h22^3)*n2;
K1=[k11+k12, -k12; -k12,k12]; % MATRIZ DE RIGIDEZ
K2=[k21+k22, -k22; -k22,k22];
WQ1=eig(inv(M1)*K1); % CÁLCULO DOS VALORES PRÓPRIOS
WQ2=eig(inv(M2)*K2);
W1=sqrt(WQ1); % CÁLCULO DAS FREQUÊNCIAS
W2=sqrt(WQ2);
w11=W1(1,1);
w12=W1(2,1);
w21=W2(1,1);
w22=W2(2,1);
a1=2*w12*w11/(w11^2-w12^2)*[w11, -w12; -1/w11, 1/w12]*[ksi1*0.01;ksi1*0.01];
a2=2*w22*w21/(w21^2-w22^2)*[w21, -w22; -1/w21, 1/w22]*[ksi2*0.01;ksi2*0.01];
a01=a1(1,1);
a11=a1(2,1);
a02=a2(1,1);
a12=a2(2,1);
C1=a01*M1+a11*K1; % MATRIZ AMORTECIMENTO DA ESTRUTURA
C2=a02*M2+a12*K2;
c11 = a01*m11+a11*k11;
c12 = a01*m12+a11*k12;
c21 = a02*m21+a12*k21;
c22 = a02*m22+a12*k22;
qsi= -log(e)/(sqrt(pi^2+log(e^2)));
% FACTOR DE AMORTECIMENTO DO ELEMENTO DE CONTACTO
damping1121=2*qsi*sqrt(stiffness1121*m11*m21/(m11+m21));
% COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO DO ELEMENTO DE CONTACTO
damping1222=2*qsi*sqrt(stiffness1222*m12*m22/(m12+m22));
% CONDIÇÕES INICIAIS
j = 1;
t1 = 0;
time = 0;
Xoog = 0;
f11 = 0;
f12 = 0;
f21 = 0;
f22 = 0;
Xoo11b11 = 0; % CONDIÇÕES INICIAIS PARA O EDIFÍCIO 1
Xo11b11 = 0;
X11b11 = 0;
Xoo12b11 = 0;
Xo12b11 = 0;
X12b11 = 0;
Xoob11b10 = 0;
Xob11b10 = 0;
Xb11b10 = 0;

```

```

Xoo21b21 = 0; % CONDIÇÕES INICIAIS PARA O EDIFÍCIO 2
Xo21b21 = 0;
X21b21 = 0;
Xoo22b21 = 0;
Xo22b21 = 0;
X22b21 = 0;
Xoob21b20 = 0;
Xob21b20 = 0;
Xb21b20 = 0;
X11b10 = 0;
X12b10 = 0;
X21b20 = 0;
X22b20 = 0;
fe11 = 0; % FORÇAS ELÁSTICAS
fe12 = 0;
fe21 = 0;
fe22 = 0;
rbb1 = 0; % CORTE BASAL
rbb2 = 0;
mbb1 = 0; % MOMENTO BASAL
mbb2 = 0;
acc11 = 0; % ACELERAÇÃO ABSOLUTA
acc12 = 0;
acc21 = 0;
acc22 = 0;
fimpact1121= 0; % FORÇA DE IMPACTO
fimpact1222= 0;
result(j,:) = [time Xoo11b11 Xo11b11 X11b11 Xoo12b11 Xo12b11 X12b11
Xoob11b10 Xob11b10 Xb11b10 Xoo21b21 Xo21b21 X21b21 Xoo22b21 Xo22b21 X22b21
Xoob21b20 Xob21b20 Xb21b20 fe11 fe12 rbb1 mbb1 fe21 fe22 rbb2 mbb2 acc11
acc12 acc21 acc22 fimpact1121 fimpact1222];
j1121 = 1; % VECTOR PARA OBTER OS INSTANTES DO IMPACTO
impact_time1121(j1121,:) = [0 0 0 0 0];
j1222 = 1;
impact_time1222(j1222,:) = [0 0 0 0 0];
% CONDIÇÃO DE COLISÃO
if X11b10 - X21b20 - d1121 <= 0
s1121 = 0; c1121 = 0; % NÃO EXISTE COLISÃO AO NÍVEL DO PRIMEIRO PISO
else
s1121 = stiffness1121;
c1121 = damping1121; % COLISÃO
end
if X12b10 - X22b20 - d1222 <= 0
s1222 = 0; % NÃO EXISTE COLISÃO AO NÍVEL DO SEGUNDO PISO
else
s1222 = stiffness1222;
c1222 = damping1222; % COLISÃO
end
% CONDIÇÃO PARA DESLIZAMENTO-----
if mu1*(m11+m12+Mb11)*g > abs( m11*Xoo11b11 + m12*Xoo12b11 +
(m11+m12)*Xoob11b10 + (m11+m12+Mb11)*Xoog - f11 - f12 )
a1 = 0; % EDIFÍCIO 1 NÃO OCORRE DESLIZAMENTO
else
a1 = 1 % DESLIZAMENTO
end
if mu2*(m21+m22+Mb21)*g > abs( m21*Xoo21b21 + m22*Xoo22b21 +
(m21+m22)*Xoob21b20 + (m21+m22+Mb21)*Xoog - f21 - f22 )

```

```

else
a2 = 1 % DESLIZAMENTO
end
% ACTUALIZAR OS VALORES INICIAIS DE INTEGRAÇÃO
initial = [result(j,3) ; result(j,6) ; result(j,12) ; result(j,15) ;
result(j,9) ; result(j,18) ; result(j,4) ; result(j,7) ; result(j,13) ;
result(j,16) ; result(j,10) ; result(j,19) ];
parameters = [m11 m12 m21 m22 c11 c12 c21 c22 k11 k12 k21 k22 c1121 c1222
s1121 s1222 d1121 d1222 Mb11 Mb21 Ff1 Ff2 a1 a2];
[t,y] = ode45(@solver,[t1 t2],initial,options,parameters); % INTEGRAÇÃO
% CÁLCULO DOS VALORES DO PRÓXIMO INTERVALO DE TEMPO E GUARDADOS EM RESULT
n = length(y(:,1));
time = t(n);
Xoog = f(time); % OBTER A ACELERAÇÃO DO SOLO PARA O INSTANTE DA INTEGRAÇÃO
f11 = wind_force(time); % FORÇA LATERAIS-POR EXEMPLO O VENTO
f12 = wind_force(time);
f21 = wind_force(time);
f22 = wind_force(time);
Xo11b11 = y(n,1); % ATRAVÉS DA INTEGRAÇÃO OBTÊM-SE OS VALORES DA VELOCIDADE
E DESLOCAMENTOS
X11b11 = y(n,7);
Xo12b11 = y(n,2);
X12b11 = y(n,8);
Xb11b10 = y(n,11);
Xo21b21 = y(n,3);
X21b21 = y(n,9);
X22b21 = y(n,10);
Xb21b20 = y(n,12);
if a1 == 0
Xob11b10 = 0;
else
Xob11b10 = y(n,5);
end
if a2 == 0
Xob21b20 = 0;
else
Xob21b20 = y(n,6);
end
mass1 = [m11 0 0 0 0 0; 0 m12 0 0 0 0; 0 0 m21 0 0 0; 0 0 0 m22 0 0; a1*m11
a1*m12 0 0 m11+m12+Mb11 0; 0 0 a2*m21 a2*m22 0 m21+m22+Mb21];
mass2 = [0 0 0 0 m11 0; 0 0 0 0 m12 0; 0 0 0 0 0 m21; 0 0 0 0 0 m22; 0 0 0
0 0 0; 0 0 0 0 0 0];
mat3 = [c11+c12 -c12 0 0 0 0; -c12 c12 0 0 0 0; 0 0 c21+c22 -c22 0 0; 0 0 -
c22 c22 0 0; 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0];
mat4 = [c1121 0 -c1121 0 0 0; 0 c1222 0 -c1222 0 0; -c1121 0 c1121 0 0 0; 0
-c1222 0 c1222 0 0; 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0];
mat5 = [k11+k12 -k12 0 0 0 0; -k12 k12 0 0 0 0; 0 0 k21+k22 -k22 0 0; 0 0 -
k22 k22 0 0; 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0];
mat6 = [s1121 0 -s1121 0 0 0; 0 s1222 0 -s1222 0 0; -s1121 0 s1121 0 0 0; 0
-s1222 0 s1222 0 0; 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0];
mat7 = [-s1121*d1121; -s1222*d1222; s1121*d1121; s1222*d1222; 0; 0];
mat9 = [m11 0 0 0 0 0; 0 m12 0 0 0 0; 0 0 m21 0 0 0; 0 0 0 m22 0 0; 0 0 0 0
0 0; 0 0 0 0 0 0];
mat10 = [0 0 0 0 c1121 -c1121; 0 0 0 0 c1222 -c1222; 0 0 0 0 -c1121 c1121 ;
0 0 0 0 -c1222 c1222 ; 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 0];
mat11 = [0 0 0 0 s1121 -s1121 ; 0 0 0 0 s1222 -s1222 ; 0 0 0 0 -s1121 s1121
; 0 0 0 0 -s1222 s1222 ; 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 0];

```

```

Force      =      [f11;f12;f21;f22;      a1*(f11+f12)+a1*(-sign(Xob11b10)*Ff1)-
a1*(m11+m12+Mb11)*Xoog      ;      a2*(f21+f22)+a2*(-sign(Xob21b20)*Ff2)-
a2*(m21+m22+Mb21)*Xoog];
E_quake = [Xoog;Xoog;Xoog;Xoog;0;0];
matrice   =      inv(mass1+mass2)*(Force      -      mat9*E_quake      -
mat10*[0;0;0;0;Xob11b10;Xob21b20]-mat11*[0;0;0;0;Xb11b10;Xb21b20]-
(mat3+mat4)*[Xo11b11;Xo12b11;Xo21b21;Xo22b21;0;0]-
(mat5+mat6)*[X11b11;X12b11;X21b21;X22b21;0;0]-mat7);
% ATRAVÉS DA EQUAÇÃO MATRICIAL OBTÊM-SE OS VALORES DAS ACELERAÇÕES
Xoo11b11 = matrice(1);
Xoo12b11 = matrice(2);
Xoo21b21 = matrice(3);
Xoo22b21 = matrice(4);
rbb1 = fep11+fep12;
rbb2 = fep21+fep22;
mbb1 = fe11*h11+fe12*(h11+h12);
mbb2 = fe21*h21+fe22*(h21+h22);
acc11 = Xoog+Xoob11b10+Xoo11b11;
acc12 = Xoog+Xoob11b10+Xoo12b11;
acc21 = Xoog+Xoob21b20+Xoo21b21;
acc22 = Xoog+Xoob21b20+Xoo22b21;
fimpact1121=(X11b11 - X21b21 - d1121)*s1121 + c1121*(X11b11 - X21b21);
fimpact1222=(X12b11 - X22b21 - d1222)*s1222 + c1222*(X12b11 - X22b21);
%FORÇAS DE IMPACTO
j = j + 1;
result(j,:) = [time Xoo11b11 Xo11b11 X11b11 Xoo12b11 Xo12b11 X12b11
Xoob11b10 Xob11b10 Xb11b10 Xoo21b21 Xo21b21 X21b21 Xoo22b21 Xo22b21 X22b21
Xoob21b20 Xob21b20 Xb21b20 fe11 fe12 rbb1 mbb1 fe21 fe22 rbb2 mbb2 acc11
acc12 acc21 acc22 fimpact1121 fimpact1222];
X11b10 = X11b11 + Xb11b10;
X12b10 = X12b11 + Xb11b10;
X21b20 = X21b21 + Xb21b20;
X22b20 = X22b21 + Xb21b20;
Xo11b10 = Xo11b11 + Xob11b10;
Xo12b10 = Xo12b11 + Xob11b10;
Xo21b20 = Xo21b21 + Xob21b20;
Xo22b20 = Xo22b21 + Xob21b20;
if X11b10 - X21b20 - d1121 > 0 % COLISÃO NO PRIMEIRO PISO
impact_time1121(j1121,1) = time;
impact_time1121(j1121,2) = X11b10;
impact_time1121(j1121,3) = X21b20;
j112 = j112 + 1;
end
if X12b10 - X22b20 - d1222 > 0 % COLISÃO NO SEGUNDO PISO
impact_time1222(j1222,1) = time;
impact_time1222(j1222,2) = X12b10;
impact_time1222(j1222,3) = X22b20;
impact_time1222(j1222,4) = Xo12b10;
impact_time1222(j1222,5) = Xo22b20;
j1222 = j1222 + 1;
end
%-----
% GUARDAR RESULT-----
result;
impact_time1121;
impact_time1222;
save result;

```

```
% GRÁFICO DOS DESLOCAMENTOS TOTAIS
% FIGURA 2
figure(1)
subplot(2,1,1),
plot(result(:,1),result(:,4)+result(:,10),impact_time1121(:,1),impact_time1
121(:,2), '*');
title('X_1_1_,_B_1_0')
xlabel('Time (sec)')
ylabel('Displacement (m)')
axis([0 50 -0.55 0.55])
set(gca, 'YTick', -0.55:0.1:0.55)
set(gca, 'XTick', 0:5:50)
hold on
subplot(2,1,2),
plot(result(:,1),result(:,13)+result(:,19),impact_time1121(:,1),impact_time
1121(:,3), '*');
title('X_2_1_,_B_2_0')
xlabel('Time (sec)')
ylabel('Displacement (m)')
axis([0 50 -0.55 0.55])
set(gca, 'YTick', -0.55:0.1:0.55)
set(gca, 'XTick', 0:5:50)
hold on
% FIGURA 2
figure(2)
subplot(2,1,1),
plot(result(:,1),result(:,7)+result(:,10),impact_time1222(:,1),impact_time1
222(:,2), '*');
title('X_1_2_,_B_1_0')
xlabel('Time (sec)')
ylabel('Displacement (m)')
axis([0 50 -0.10 0.10])
set(gca, 'YTick', -0.10:0.02:0.10)
set(gca, 'XTick', 0:5:50)
hold on
subplot(2,1,2),
plot(result(:,1),result(:,16)+result(:,19),impact_time1222(:,1),impact_time
1222(:,3), '*');
title('X_2_2_,_B_2_0')
xlabel('Time (sec)')
ylabel('Displacement (m)')
axis([0 50 -0.10 0.10])
set(gca, 'YTick', -0.10:0.02:0.10)
set(gca, 'XTick', 0:5:50)
hold on
% FIM DA FUNÇÃO 'APPENDIX' - PRINCIPAL
-----
-----
% FUNÇÃO 'SOLVER'
% ESTA FUNÇÃO É CHAMADA PELA FUNÇÃO PRINCIPAL
function dy = solver(t,y,parameters)
m11 = parameters(1);
m12 = parameters(2);
m21 = parameters(3);
m22 = parameters(4);
c11 = parameters(5);
c12 = parameters(6);
```

```

c21 = parameters(7);
c22 = parameters(8);
k11 = parameters(9);
k12 = parameters(10);
k21 = parameters(11);
k22 = parameters(12);
c1121 = parameters(13);
c1222 = parameters(14);
s1121 = parameters(15);
s1222 = parameters(16);
d1121 = parameters(17);
d1222 = parameters(18);
Mb11 = parameters(19);
Mb21 = parameters(20);
Ff1 = parameters(21);
Ff2 = parameters(22);
ag = f(t);
f11 = wind_force(t);
f12 = wind_force(t);
f21 = wind_force(t);
f22 = wind_force(t);
dy = zeros(12,1);
M1 = [m11 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 m12 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 m21 0 0 0 0
0 0 0 0 0; 0 0 0 m22 0 0 0 0 0 0 0; a1*m11 a1*m12 0 0 m11+m12+Mb11 0 0 0
0 0 0 0; 0 0 a2*m21 a2*m22 0 m21+m22+Mb21 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 1 0 0 0
0 0; 0 0 0 0 0 0 0 1 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1
0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1];
M2 = [0 0 0 0 m11 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 m12 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 m21 0
0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 m22 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0];
M3 = [m11 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 m12 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 m21 0 0 0 0
0 0 0 0 0; 0 0 0 m22 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0];
C1 = [c11+c12 -c12 0 0 0 0 0 0 0 0; -c12 c12 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0
c21+c22 -c22 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 -c22 c22 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0];
C2 = [c1121 0 -c1121 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 c1222 0 -c1222 0 0 0 0 0 0 0; -
c1121 0 c1121 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 -c1222 0 c1222 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0];
C3 = [0 0 0 0 c1121 -c1121 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 c1222 -c1222 0 0 0 0 0 0; 0
0 0 0 -c1121 c1121 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 -c1222 c1222 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 0];
K1 = [0 0 0 0 0 0 k11+k12 -k12 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 -k12 k12 0 0 0 0; 0 0 0
0 0 0 k21+k22 -k22 0 0; 0 0 0 0 0 0 -k22 k22 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0];

```

```

K2 = [0 0 0 0 0 0 s1121 0 -s1121 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 s1222 0 -s1222 0 0; 0
0 0 0 0 0 -s1121 0 s1121 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 -s1222 0 s1222 0 0; 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0];
K3 = [0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 s1121 -s1121; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 s1222 -s1222; 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 -s1121 s1121; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 -s1222 s1222; 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0
0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0];
D1 = [-s1121*d1121;-s1222*d1222;s1121*d1121; s1222*d1222; 0; 0; 0; 0; 0; 0;
0; 0];
D2 = [0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 0; 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 1 0 0 0 0 0 0 0
0 0; 0 0 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 a1 0 0 0 0 0 0 0; 0 0 0 0 0 a2 0 0 0
0 0 0];
dy = inv(M1+M2)*([f11;f12;f21;f22; a1*(f11+f12)+a1*(-sign(y(5))*Ff1)-
a1*(m11+m12+Mb11)*ag ; a2*(f21+f22)+a2*(-sign(y(6))*Ff2)-
a2*(m21+m22+Mb21)*ag ;0;0;0;0;0;0] - M3*[ag;ag;ag;ag;0;0;0;0;0;0]-
(C1+C2+C3)*y(1:12,1)-(K1+K2+K3)*y(1:12,1)-D1+D2*y(1:12,1));
% FIM DA FUNÇÃO 'SOLVER'
-----
-----
% FUNÇÃO 'f'
% ESTA FUNÇÃO VAI BUSCAR OS VALORES DA ACELERAÇÃO DO SOLO AO RESPECTIVO
SISMO
function accl = f(t)
% PARA O SISMO LOMA PRIETA
g = 9.814; % ACELERAÇÃO DEVIDO À GRAVIDADE
time = 0:0.005:39.950;
accl = g*spline(time,loma,t); % ACELERAÇÃO DO SOLO
% PARA O SISMO KOBE
g = 9.814; % ACELERAÇÃO DEVIDO À GRAVIDADE
time = 0:0.02:48.0;
accl = g*spline(time,kobe,t); % ACELERAÇÃO DO SOLO
% PARA O SISMO NORTHRIDGE
g = 9.814; % ACELERAÇÃO DEVIDO À GRAVIDADE
time = 0:0.02:24.4;
accl = g*spline(time,northridge,t); % ACELERAÇÃO DO SOLO
% FIM DA FUNÇÃO 'f'
-----
-----
% FUNÇÃO 'wind_force'
function force = wind_force(t)
% FIM DA FUNÇÃO 'wind_force'
-----
-----
% FUNÇÃO 'loma'
function y = loma
% 7990, 1, 0.005, 39.95
y = [ loma ]
% FIM DA FUNÇÃO 'LOMA'
-----
-----
% FUNÇÃO 'kobe'
function y = kobe

```

```
% 2400, 1, 0.02, 48
y = [ kobe ]
% FIM DA FUNÇÃO 'KOBE'
-----
-----
% FUNÇÃO 'northridge'
function y = northridge
% 1220, 1, 0.02, 24.4
y = [ northridge ]
% FIM DA FUNÇÃO 'NORTHRIDGE'
```


Anexo C: Implementação em MATLAB das equações dinâmicas para dois edifícios adjacentes de seis graus de liberdade com isolamento de base

No presente anexo estão à semelhança do Anexo A, as equações dinâmicas do modelo geral (seis graus de liberdade), para implementar no programa do MATLAB. Utilizaram-se as seguintes igualdades:

$$\begin{aligned} \dot{x}_{11,B11} = y_1, \dot{x}_{12,B11} = y_2, \dot{x}_{13,B11} = y_3, \dot{x}_{14,B11} = y_4, \dot{x}_{15,B11} = y_5, \dot{x}_{16,B11} = y_6, \dot{x}_{21,B21} \\ = y_7, \dot{x}_{22,B21} = y_8, \dot{x}_{23,B21} = y_9, \dot{x}_{24,B21} = y_{10}, \dot{x}_{25,B21} = y_{11}, \dot{x}_{26,B21} = y_{12}, \\ \dot{x}_{B11,B10} = y_{13}, \dot{x}_{B21,B20} = y_{14}, x_{11,B11} = y_{15}, x_{12,B11} \\ = y_{16}, x_{13,B11} = y_{17}, x_{14,B11} = y_{18}, x_{15,B11} = y_{19}, x_{16,B11} = y_{20}, x_{12,B21} \\ = y_{21}, x_{22,B21} = y_{22}, x_{23,B21} = y_{23}, x_{24,B21} = y_{24}, x_{25,B21} = y_{25}, \\ x_{26,B21} = y_{26}, x_{B11,B10} = y_{27}, x_{B21,B20} = y_{28} \end{aligned}$$

Deduziram-se ainda catorze relações:

$$\begin{aligned} \dot{y}_{15} - y_1 = 0, \dot{y}_{16} - y_2 = 0, \dot{y}_{17} - y_3 = 0, \dot{y}_{18} - y_4 = 0, \dot{y}_{19} - y_5 = 0, \dot{y}_{20} - y_6 = 0, \dot{y}_{21} - y_7 = 0, \\ \dot{y}_{22} - y_8 = 0, \dot{y}_{23} - y_9 = 0, \dot{y}_{24} - y_{10} = 0, \dot{y}_{25} - y_{11} = 0, \dot{y}_{26} - y_{12} = 0, \\ \dot{y}_{27} - a_1 y_{13} = 0, \dot{y}_{28} - a_2 y_{14} = 0 \end{aligned}$$

A equação final a colocar no programa de MATLAB é:

$$\{\dot{Y}\} = ([M_1] + [M_2])^{-1}(\{F\} - [M_3]\{\ddot{X}_G\} - ([C_1] + [C_2] + [C_3] + [K_1] + [K_2] + [K_3] - [D_2])\{Y\} - \{D_1\}) \quad (C.1)$$

Onde,

$$[M_1] = \begin{bmatrix} A & B \\ B & C \end{bmatrix} \text{Matriz (28x28)}$$

$$[A] = \begin{bmatrix} m_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{13} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{14} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{15} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{16} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{21} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & m_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & m_{24} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & m_{25} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & m_{26} & 0 & 0 \\ a_1 m_{11} & a_1 m_{12} & a_1 m_{13} & a_1 m_{14} & a_1 m_{15} & a_1 m_{16} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{1total} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & a_2 m_{21} & a_2 m_{22} & a_2 m_{23} & a_2 m_{24} & a_2 m_{25} & a_2 m_{26} & 0 & m_{2total} \end{bmatrix}$$

$$m_{1total} = m_{11} + m_{12} + m_{13} + m_{14} + m_{15} + m_{16} + M_{B11}$$

$$m_{2total} = m_{21} + m_{22} + m_{23} + m_{24} + m_{25} + m_{26} + M_{B21}$$

$$[B] = \text{Matriz de zeros (14x14)}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[M_2] = \begin{bmatrix} D & B \\ B & B \end{bmatrix} \text{Matriz (28x28)}$$

[illegible]

$$[M_3] = \begin{bmatrix} E & B \\ B & B \end{bmatrix} \text{Matriz (28x28)}$$

[illegible]

$$[C_1] = \begin{bmatrix} F & B \\ B & B \end{bmatrix} \text{ Matriz (28x28)}$$

[illegible]

$$[C_2] = \begin{bmatrix} G & B \\ B & B \end{bmatrix} \text{Matriz (28x28)}$$

[illegible]

$$[C_3] = \begin{bmatrix} H & B \\ B & B \end{bmatrix} \text{Matriz (28x28)}$$

[illegible]

$$[K_1] = \begin{bmatrix} B & I \\ B & B \end{bmatrix} \text{Matriz (28x28)}$$

[illegible]

$$[K_2] = \begin{bmatrix} B & J \\ B & B \end{bmatrix} \text{Matriz (28x28)}$$

$$[J] = \begin{bmatrix} s_{11,21} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{11,21} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & s_{12,22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{12,22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & s_{13,23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{13,23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & s_{14,24} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{14,24} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & s_{15,25} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{15,25} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{16,26} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{16,26} & 0 & 0 \\ -s_{11,21} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{11,21} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -s_{12,22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{12,22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -s_{13,23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{13,23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -s_{14,24} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{14,24} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{15,25} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{15,25} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{16,26} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{16,26} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[K_3] = \begin{bmatrix} B & K \\ B & B \end{bmatrix} \text{Matriz (28x28)}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{11,21} & -s_{11,21} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{12,22} & -s_{12,22} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{13,23} & -s_{13,23} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{14,24} & -s_{14,24} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{15,25} & -s_{15,25} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & s_{16,26} & -s_{16,26} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{11,21} & s_{11,21} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{12,22} & s_{12,22} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{13,23} & s_{13,23} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{14,24} & s_{14,24} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{15,25} & s_{15,25} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s_{16,26} & s_{16,26} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\{D_1\} = \begin{bmatrix} M \\ N \\ O \end{bmatrix} \text{Vector (28x1)}$$

$$\{M\} = [-s_{11,21}d_{11,21} \quad -s_{12,22}d_{12,22} \quad -s_{13,23}d_{13,23} \quad -s_{14,24}d_{14,24} \quad -s_{15,25}d_{15,25} \quad -s_{16,26}d_{16,26}]^T$$

$$\{N\} = [s_{11,21}d_{11,21} \quad s_{12,22}d_{12,22} \quad s_{13,23}d_{13,23} \quad s_{14,24}d_{14,24} \quad s_{15,25}d_{15,25} \quad s_{16,26}d_{16,26}]^T$$

$$\{O\} = [0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0]^T$$

$$[D_2] = \begin{bmatrix} B & B \\ P & B \end{bmatrix} \text{Matriz (28x28)}$$

$$[P] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & a_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & a_2 \end{bmatrix}$$

$$\{F\} = \begin{bmatrix} Q \\ R \end{bmatrix} \text{Vector (28x1)}$$

$$\{Q\} = \begin{bmatrix} F_{11} \\ F_{12} \\ F_{13} \\ F_{14} \\ F_{15} \\ F_{16} \\ F_{21} \\ F_{22} \\ F_{23} \\ F_{24} \\ F_{25} \\ F_{26} \\ a1(-sgn(y_{13}))F_{f1} + a1(F_{1total}) - a1(m_{1total})\ddot{x}_{B10} \\ a2(-sgn(y_{14}))F_{f2} + a2(F_{2total} + F_{22}) - a2(m_{2total})\ddot{x}_{B20} \end{bmatrix}$$

$$F_{1total} = F_{11} + F_{12} + F_{13} + F_{14} + F_{15} + F_{16}$$

$$F_{2total} = F_{21} + F_{22} + F_{23} + F_{24} + F_{25} + F_{26}$$

$$\{R\} = \text{Vector de zeros}(14 \times 1)$$

$$\{\dot{Y}\} = \begin{bmatrix} S \\ T \end{bmatrix}$$

$$\{S\} = [\dot{y}_1 \quad \dot{y}_2 \quad \dot{y}_3 \quad \dot{y}_4 \quad \dot{y}_5 \quad \dot{y}_6 \quad \dot{y}_7 \quad \dot{y}_8 \quad \dot{y}_9 \quad \dot{y}_{10} \quad \dot{y}_{11} \quad \dot{y}_{12} \quad \dot{y}_{13} \quad \dot{y}_{14}]^T$$

$$\{T\} = [\dot{y}_{15} \quad \dot{y}_{16} \quad \dot{y}_{17} \quad \dot{y}_{18} \quad \dot{y}_{19} \quad \dot{y}_{20} \quad \dot{y}_{21} \quad \dot{y}_{22} \quad \dot{y}_{23} \quad \dot{y}_{24} \quad \dot{y}_{25} \quad \dot{y}_{26} \quad \dot{y}_{27} \quad \dot{y}_{28}]^T$$

$$\{Y\} = \begin{bmatrix} U \\ V \end{bmatrix}$$

$$\{U\} = [y_1 \quad y_2 \quad y_3 \quad y_4 \quad y_5 \quad y_6 \quad y_7 \quad y_8 \quad y_9 \quad y_{10} \quad y_{11} \quad y_{12} \quad y_{13} \quad y_{14}]^T$$

$$\{V\} = [y_{15} \quad y_{16} \quad y_{17} \quad y_{18} \quad y_{19} \quad y_{20} \quad y_{21} \quad y_{22} \quad y_{23} \quad y_{24} \quad y_{25} \quad y_{26} \quad y_{27} \quad y_{28}]^T$$

Anexo D: Quadros da análise paramétrica do modelo de referência

Quadro D.1 - Resultados obtidos para o edifício 1, com isolamento de base

Sismo	μ_1	Deslizamento (cm)	Deslocamento dos pisos (cm)		Velocidade (m/s)		Aceleração Absoluta (m/s^2)		Corte Basal (kN)	Momento Basal (kN.m)
			1º	2º	1º	2º	1º	2º		
Loma	0,1	0,8	1,2	2,1	0,3	0,5	3,3	3,93	75	239
	0,3	0,3	2,8	4	0,4	0,5	2,9	4,5	128	422
	0,5	0	3,5	4,6	0,4	0,5	3,7	4,7	144	477
	0,9	0	3,5	4,6	0,4	0,5	3,7	4,7	144	477
Kobe	0,1	8,1	1,4	2	0,4	0,5	3	3,5	65	225
	0,3	4,9	3,5	5,3	0,7	0,9	6,8	7,9	180	580
	0,5	3,9	5,8	8,3	1	1,2	8,4	9,6	271	891
	0,9	2,9	9,2	12,7	1,1	1,5	10,2	13,8	406	1342
Northridge	0,1	6,5	1,3	2,1	0,5	0,6	3,3	4,2	76	239
	0,3	5,4	3,8	5,4	0,8	1,21	6,2	9	191	608
	0,5	2,1	5,3	8,4	0,7	1,3	7,4	10,8	279	910
	0,9	0,2	8,2	11,1	0,9	1,2	8,4	10,2	351	1166

Quadro D.2 - Resultados obtidos para o edifício 2, com isolamento de base

Sismo	μ	Deslizamento (cm)	Deslocamento dos pisos (cm)		Velocidade (m/s)		Aceleração Absoluta (m/s^2)		Corte Basal (kN)	Momento Basal (kN.m)
			1º	2º	1º	2º	1º	2º		
Loma	0,1	0,5	0,5	0,8	0,2	0,3	2	2,6	75	225
	0,3	0,5	1,3	2,2	0,3	0,5	3,8	5,7	202	607
	0,5	0,7	2	3,5	0,4	0,7	6,1	9,4	311	932
	0,9	0	3,1	5,1	0,5	0,7	7,5	11,5	454	1363
Kobe	0,1	15,4	0,7	1,2	0,3	0,4	3,8	4	103	310
	0,3	2,1	1,7	2,6	0,6	0,7	7,6	8,5	237	711
	0,5	3,3	2,3	4,1	0,5	0,8	8,3	10,9	366	1098
	0,9	2,2	4,4	7,8	0,9	1,6	14,5	20,7	699	2097
Northridge	0,1	3,2	0,8	1,2	0,4	0,6	5,4	4,1	107	322
	0,3	2,3	1,5	2,9	0,5	0,7	5,8	9,4	252	757
	0,5	3,6	2,7	4,7	0,7	1	11,2	14,6	415	1246
	0,9	2,6	3,6	6,5	0,8	1,2	12,9	17,2	586	1759

Quadro D.3 – Resultados da colisão entre edifícios com isolamento de base, sujeitos ao sismo de Northridge para um afastamento de 2 cm

$\mu_1 = \mu_2$	Deslizamento (cm)		Número de Impactos	Força de Impacto (kN)	Instante da Força de Impacto (s)	Deslocamento (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
	Ed.1	Ed.2				Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
0,05	8,6	6,9	0	0	0	1,3	0,7	47	63	145	189
0,1	6,5	3,2	0	0	0	2,1	1,2	76	107	239	322
0,2	5,34	4,9	16	5462	4,78	4,3	2,8	143	255	456	765
0,3	35,8	14,5	19	24626	5,68	17,4	6,6	500	596	1718	1789
0,5	51,8	26,4	11	40251	3,82	26,8	13,7	713	1238	2523	3714
1	29,7	14,8	24	35020	4,84	25	10,1	742	909	2501	2728
1,5	137	72	121	189900	8,98	144	56	3413	5080	14811	15240
2	72,2	56,4	123	97468	13,6	74	29	2183	2590	7427	7771
2,5	13,9	0	853	16344	8,06	24,4	12,5	795	1128	2605	3385
3	0	0	162	6538	8,3	10	8	513	989	1702	2966

Quadro D.4 - Resultados da colisão entre edifícios com isolamento de base, sujeitos ao sismo de Northridge para um afastamento de 4 cm

$\mu_1 = \mu_2$	Deslizamento (cm)		Número de Impactos	Força de Impacto (kN)	Instante da Força de Impacto (s)	Deslocamento (cm)		Corte Basal (kN)		Momento Basal (kN.m)	
	Ed.1	Ed.2				Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2	Ed.1	Ed.2
0,05	8,6	6,9	0	0	0	1,3	0,7	47	63	145	189
0,1	6,5	3,2	0	0	0	2,1	1,2	76	107	239	322
0,2	7,8	2,1	0	0	0	3,7	2	133	183	424	549
0,3	5,2	5,5	2	1457	3,98	5,5	2,9	189	259	604	776
0,5	16,9	4,6	19	19437	4,3	14,5	5,2	452	471	1505	1413
1	6,7	4,5	30	8456	5,78	15,3	9,5	514	854	1658	2561
1,5	29,3	1,2	48	25000	8,04	27,1	9,6	955	863	3008	2589
2	17,8	0	49	18180	8,76	28	9,5	887	858	2897	2573
2,5	21,7	0,2	753	24683	8,42	35,1	15,8	1149	1103	3766	3309
3	0	0	79	6444	8,5	11,7	9,5	480	858	1586	2573