

ESTUDO DA COLISÃO ENTRE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO E COMPARAÇÃO DAS SUAS ENVOLVENTES DE RESISTÊNCIA VIA ANÁLISE “*PUSHOVER*”

HUGO ESTEVES DE VASCONCELOS

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.

A parte que ignoramos é muito maior que tudo quanto sabemos.

Platão

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao Professor Doutor Rui Carneiro de Barros, orientador científico desta dissertação, pela disponibilidade paciente e interessada com que me ajudou, pelo apoio, pela amizade e pela partilha de conhecimentos e pela facultações de bibliografia sem os quais não seria possível a realização deste trabalho.

Desejo também exprimir o meu agradecimento ao Engenheiro Miguel Araújo pela sua disponibilidade e ajuda prestada na modelação da análise “*pushover*” utilizando o *software* SAP2000.

Desejo também agradecer a toda a minha família e de uma forma muito especial aos meus pais, por me permitirem a possibilidade da realização do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, por toda a sua compreensão e pelo constante incentivo durante o desenvolvimento da tese.

No culminar destes cinco anos de aprendizagem e de vida académica, é vital agradecer e desejar felicidades aos meus colegas e amigos e aos restantes docentes que me ajudaram em vários momentos de um dos períodos mais importantes da minha vida.

Finalmente, agradeço à Sara por todo o apoio durante a realização deste trabalho.

RESUMO

Danos estruturais induzidos por actividade sísmica têm sido estudados ao longo dos anos, mas com a crescente necessidade de construções em altura com edifícios muito próximos uns dos outros, devido ao aumento da densidade populacional e o elevado custo dos terrenos nos grandes centros urbanos, tem trazido uma nova problemática para o dimensionamento sísmico: a colisão entre edifícios adjacentes.

Numa primeira fase este trabalho aborda esta problemática de uma forma geral, referindo os danos por colisão observados em sismos importantes até ao momento, bem como alguns modelos analíticos de ligações de contacto para o estudo de colisão.

O objectivo principal deste trabalho é o estudo paramétrico dos efeitos de algumas características dos edifícios adjacentes nas forças de impacto observadas durante actividade sísmica, dando especial atenção aos sismos de Kobe, Loma Prieta e Northridge. Para proceder a essa análise recorre-se ao programa de cálculo automático SAP2000 simulando a colisão através de modelos de ligações de contacto.

Nos últimos anos, foi indubitavelmente reconhecido que o projecto sísmico de estruturas não pode deixar de considerar a capacidade de dissipação de energia dos materiais. De forma a não encarecer consideravelmente o projecto e simultaneamente melhorar o seu comportamento, admite-se que estas se possam deformar para além do seu limite elástico, controlando o seu nível de deslocamentos local e global. Como a análise dinâmica não linear se apresenta de difícil execução e aplicabilidade prática imediata em gabinetes de projecto, desenvolveram-se várias metodologias de análise “*pushover*”, na tentativa de obter resultados semelhantes através de sucessivas análises estáticas, considerando também o comportamento não linear dos materiais.

Para melhor se compreender a resposta das estruturas aqui estudadas sujeitas a uma acção sísmica, é efectuada uma análise “*pushover*” definindo as envolventes de resistência e dois edifícios adjacentes, inicialmente considerando-os isolados e numa fase posterior sujeitos a colisão plástica. Verificaram-se as alterações que este fenómeno introduz na envolvente de resistências dos edifícios. Para efectuar esta análise recorre-se, mais uma vez, ao programa de cálculo automático SAP2000 definindo-se as não linearidades geométricas através de diferentes modelos de rótulas plásticas.

PALAVRAS-CHAVE: Colisão de Edifícios, Análise “*Pushover*”, SAP2000, Forças de Impacto, Elementos de Ligação

ABSTRACT

Structural damage induced by seismic activity have been studied over the years, but with the growing needs for high rise buildings close to each other, due to increased population density and the high cost of land in large urban centers, have brought a new issue for the seismic design: the pounding between adjacent buildings.

Initially this work discusses this issue in general, referring some of the damage due to observed pounding in some earthquakes, and the different analytical models of contact between adjacent buildings.

The main objective in this work is the parametric study of the effects of some characteristics of the adjacent buildings in the impact forces observed during seismic activity, with particular emphasis on the earthquakes in Kobe, Loma Prieta and Northridge. To carry out this analysis, the software SAP2000 is used simulating the collision by models of contact links.

In recent years, was undoubtedly recognized that the seismic design of structures cannot avoid considering the energy transmission to the structure during the earthquake, as well as the energy dissipation capacity of the materials. So not to increase considerably the cost of the project and simultaneously improve their behavior, it is assumed that they are able to deform beyond its elastic limit, controlling the level of local and global displacements. As the nonlinear dynamic analysis appears difficult to implement and to foster its applicability in design offices, several methods of analysis "pushover" have been developed in an attempt to get equivalent results using successive static analysis, also considering the nonlinear behavior of materials.

To better understand the response of the structures under earthquakes, is carried out here a "pushover" analysis defining the envelope of resistance of the two adjacent buildings, initially considering them isolated and at a later stage submitted to plastic collision. The changes that this phenomenon introduces into the resistance envelope of buildings were noticed. To perform this analysis, once again software SAP2000 was used defining the geometric nonlinearities through different models of plastic hinges.

KEYWORDS: Pounding Between Buildings, Pushover Analysis, SAP2000, Impact Forces, Link Elements

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2 OBJECTIVOS.....	2
1.3 DESCRIÇÃO DO TRABALHO.....	2
 2 COLISÃO SÍSMICA ENTRE EDIFÍCIOS ADAJACENTES.....	5
2.1 DESCRIÇÃO GERAL	5
2.2 DISTÂNCIA REQUERIDA PARA EVITAR COLISÃO	6
2.3 DANOS CAUSADOS PELA COLISÃO ENTRE EDIFÍCIOS ADJACENTES	7
2.4 ASPECTOS GERAIS DA MODELAÇÃO.....	8
2.4.1 MODELAÇÃO PISO-PISO	9
2.4.1.1 Modelação usando “stereo mechanics” e diafragmas rígidos.....	9
2.4.1.2 Modelação usando elementos de contacto e diafragma rígido	10
2.4.1.3 Modelação com massas distribuídas	12
2.4.2 MODELAÇÃO PARA COLISÃO PISO-PILAR	12
2.5 MODELOS ANALÍTICOS DE LIGAÇÕES DE CONTACTO	13
2.5.1 ELEMENTO DE MOLA LINEAR	13
2.5.2 MODELO DE KELVIN-VOIGT	14
2.5.3 ELEMENTO DE HERTZ.....	16
2.5.4 MODELO UTILIZADO EM SAP2000	17
2.6 INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA	18
2.7 RECOMENDAÇÕES PARA MODELAÇÃO	19
2.8 FORMAS DE ATENUAÇÃO.....	19
2.9 CONFIGURAÇÕES MAIS VULNERÁVEIS EM CASO DE COLISÃO	20
 3 ANÁLISE “PUSHOVER”	23
3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	23
3.2 METODOLOGIA DA ANÁLISE “PUSHOVER”	25

3.2.1	PASSOS DO MÉTODO N2.....	26
3.2.1.1	Modelação estrutural e definição da acção sísmica.....	26
3.2.1.2	Espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento	26
3.2.1.3	Curva de capacidade resistente	27
3.2.1.4	Sistema equivalente de 1 grau de liberdade	29
3.2.1.5	Desempenho sísmico do sistema equivalente de 1 grau de liberdade	31
3.2.1.6	Desempenho sísmico do sistema de n graus de liberdade.....	32
3.3	ANÁLISE “PUSHOVER” NO SAP2000	33
3.4	DESCRIÇÃO DO ELEMENTO NO SAP200	37
3.4.1	RÓTULAS PLÁSTICAS CALCULADAS AUTOMATICAMENTE.....	39
3.4.2	RÓTULAS DEFINIDAS MANUALMENTE	40
3.4.3	MODELOS FIBRAS.....	40
3.5	COMPRIMENTO E LOCALIZAÇÃO DE RÓTULAS PLÁSTICAS	41
4	ESTUDOS PARAMÉTRICOS DA COLISÃO DE EDIFÍCIOS.....	43
4.1	DESCRIÇÃO DOS EDIFÍCIOS.....	43
4.2	ESTUDOS PARAMÉTRICOS	46
4.2.1	MODELO DE CALIBRAÇÃO.....	47
4.2.2	CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS DE CONTACTO.....	49
4.2.2.1	Elemento com abertura	50
4.2.2.2	Elemento com abertura combinado com elemento Kelvin-Voigt.....	53
4.2.3	CARACTERÍSTICAS DO BETÃO.....	59
4.2.4	PONTO DE IMPACTO	63
4.2.5	COMPRIMENTO DOS VÃOS.....	63
4.2.6	ALTURA DOS INTERPISOS.....	66
4.2.7	SISMO ACTUANTE E DISTÂNCIA DE SEPARAÇÃO ENTRE OS EDIFÍCIOS	68
4.2.7.1	Kobe.....	68
4.2.7.2	Loma Prieta.....	71
4.2.7.3	Northridge	73
4.2.8	VARIABILIDADE TEMPORAL DA ACÇÃO SÍSMICA	77
4.3	SÍNTESE DE RESULTADOS	79
5	COMPARAÇÃO DAS CURVAS “PUSHOVER” DOS EDIFÍCIOS.....	81
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	81
5.2	EDIFÍCIOS INDIVIDUALIZADOS SEM COLISÃO.....	82

5.3	EDIFÍCIOS SUJEITOS A COLISÃO	84
6	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	91
6.1	CONCLUSÕES ACERCA DO TRABALHO ELABORADO	91
6.2	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	93
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
	ANEXOS	99
	ANEXO A: DURAÇÃO DA ANÁLISE EM SAP2000 DOS DIFERENTES MODELOS ESTUDADOS	101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplificação da notação	6
Figura 2.2 – Danos estruturais num edifício em “Marina District”	8
Figura 2.3 – Danos severos em Santa Cruz	8
Figura 2.4 – Aplicação do elemento de contacto (adaptada de Cole <i>et al.</i> , 2010)	10
Figura 2.5 – Relação força-deslocamento para vários elementos de contacto: (a) Elemento de mola linear; (b) Modelo de Kelvin-Voigt; (c) Modelo de Hertz; (d) Modelo de Hertz amortecido. (Muthukumar e DesRoches, 2005).....	10
Figura 2.6 – Resposta do elemento de contacto segundo o modelo Kelvin-Voight (adaptada de Cole <i>et al.</i> , 2010).....	11
Figura 2.7 – Rigidez óptima para modelo com massas distribuídas (adaptada de Cole <i>et al.</i> , 2010) .	12
Figura 2.8 – Elemento de contacto linear (LESSLOSS, 2007)	14
Figura 2.9 – Resposta da variante ao modelo de contacto linear (LESSLOSS, 2007)	14
Figura 2.10 – Modelo de contacto de Kelvin-Voight (LESSLOSS; 2007)	15
Figura 2.11 – Relação força-velocidade do modelo de contacto Kelvin-Voight (LESSLOSS, 2007) ...	15
Figura 2.12 – Elemento de impacto de Kelvin (LESSLOSS, 2007)	16
Figura 2.13 - Relação força-velocidade do Elemento de impacto de Kelvin (LESSLOSS, 2007)	16
Figura 2.14 – (a) Localização dos elementos de contacto; (b) Elemento linear com abertura; (c) Elemento com abertura combinado com elemento Kelvin-Voigt (adaptada de Shakya <i>et al.</i> , 2007)...	18
Figura 2.15 – Modelo discreto de interacção solo-estrutura (adaptada de Shakya <i>et al.</i> , 2007)	19
Figura 2.16 – Colisão piso-pilar (Cole <i>et al.</i> , 2010).....	20
Figura 2.17 – Edifícios adjacentes com massas muito diferentes (Cole <i>et al.</i> , 2010)	20
Figura 2.18 – Edifícios com alturas consideravelmente diferentes (Cole <i>et al.</i> , 2010).....	21
Figura 2.19 – Edifícios em banda.....	21
Figura 2.20 – Edifícios sujeitos a torção	21
Figura 2.21 – Edifícios de alvenaria (Cole <i>et al.</i> , 2010)	22
Figura 3.1 – Espectro de resposta elástica no formato aceleração-deslocamento (Fajfar, 2000)	27
Figura 3.2 – Curva de capacidade resistente (Bento, 2003)	29
Figura 3.3 – Curva de capacidade resistente idealizada (EN 1998:2009)	30
Figura 3.4 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de 1 grau de liberdade (EN 1998:2009)	32
Figura 3.5 – Painel do SAP2000 onde é definido o deslocamento de controlo.....	33
Figura 3.6 – Painel do SAP200 onde é definido o método de descarga da rótula	34

Figura 3.7 – Painel do SAP2000 onde são caracterizadas as não linearidades geométricas.....	34
Figura 3.8 – Comportamento das rótulas representado segundo relação força-deslocamento	34
Figura 3.9 – Descarga do elemento usando a opção “Unload Entire Structure” (adaptada de Oguz, 2005)	36
Figura 3.10 – Descarga do elemento usando a opção “Apply Local Redistribution” (adaptada de Oguz, 2005)	36
Figura 3.11 – Descarga do elemento usando a opção “Restart Using Secant Stiffness” (adaptada de Oguz, 2005)	37
Figura 3.12 - Características não-lineares da relação força-deformação de uma rótula.....	38
Figura 3.13 – Painel do SAP2000 para criação de rótulas com características padrão	39
Figura 3.14 – Painel do SAP2000 para introdução manual das características da rótula.....	40
Figura 4.1 – Planta e alçado dos dois edifícios para o modelo de colisão piso-pilar.....	43
Figura 4.2 – Alçado dos dois edifícios para o modelo de colisão piso-piso	44
Figura 4.3 – Localização das sapatas e pilares	45
Figura 4.4 – Vista lateral do edifício 2 com localização dos elementos de ligação para o modelo de colisão piso-pilar	46
Figura 4.5 – Vista lateral do edifício 2 com localização dos elementos de ligação para o modelo de colisão piso-piso	47
Figura 4.6 – Evolução das forças de impacto para o modelo de calibração (adaptada de Shakya <i>et al.</i> , 2007)	47
Figura 4.7 – Evolução das forças de impacto para o modelo estudado	48
Figura 4.8 – Deslocamento relativo interpisos máximo para o modelo de calibração (adaptada de Shakya <i>et al.</i> , 2007).....	48
Figura 4.9 – Deslocamento relativo interpisos máximo para o modelo estudado	49
Figura 4.10 – Elemento linear com abertura	49
Figura 4.11 – Elemento linear com abertura combinado com elemento Kelvin-Voigt	49
Figura 4.12 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com rigidez de 5000MN/m	50
Figura 4.13 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com rigidez de 11000MN/m	51
Figura 4.14 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com rigidez de 15000MN/m	51
Figura 4.15 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-pilar com rigidez de 5000MN/m	52
Figura 4.16 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-pilar com rigidez de 11000MN/m	52

Figura 4.17 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-pilar com rigidez de 15000MN/m	52
Figura 4.18 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com amortecimento de 300kN.sec/m	54
Figura 4.19 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com amortecimento de 600kN.sec/m	55
Figura 4.20 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com amortecimento de 1200kN.sec/m	55
Figura 4.21 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com amortecimento de 1800kN.sec/m	55
Figura 4.22 – Variação da força de impacto para os principais instantes de colisão analisada com intervalos de integração de 0,1 segundos	56
Figura 4.23 – Variação da força de impacto para os principais instantes de colisão analisada com intervalos de integração de 0,05 segundos	57
Figura 4.24 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-pilar com amortecimento de 360kN.sec/m	58
Figura 4.25 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-pilar com amortecimento de 540kN.sec/m	58
Figura 4.26 – Variação das forças de impacto máximas para diferentes módulos de elasticidade	59
Figura 4.27 - Variação das forças de impacto máximas para diferentes relações entre módulos de elasticidade.....	61
Figura 4.28 – Variação das forças de impacto máximas para diferentes relações entre módulos de elasticidade.....	61
Figura 4.29 – Envolvente de forças de corte basal para diferentes relações entre módulos de elasticidade.....	62
Figura 4.30 – Envolvente de momentos basais para diferentes relações entre módulos de elasticidade	62
Figura 4.31 – Evolução da força de impacto para diferentes pontos de impacto.....	63
Figura 4.32 – Variação das forças de impacto máximas para diferentes comprimentos de vão	64
Figura 4.33 – Variação das forças de impacto máximas para diferentes comprimentos de vão	64
Figura 4.34 – Envolvente de forças de corte basal para diferentes comprimentos de vão	65
Figura 4.35 – Envolvente de momentos basais para diferentes comprimentos de vão	65
Figura 4.36 – Variação das forças de impacto máximas para diferentes alturas dos interpisos.....	66
Figura 4.37 – Envolvente de forças de corte basal para diferentes alturas dos interpisos	67
Figura 4.38 – Envolvente de momentos basais para diferentes alturas dos interpisos.....	68
Figura 4.39 – Acelerograma do sismo de Kobe.....	69

Figura 4.40 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Kobe com 2cm de afastamento entre edifícios.....	69
Figura 4.41 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Kobe com 3cm de afastamento entre edifícios.....	69
Figura 4.42 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Kobe com 5cm de afastamento entre edifícios.....	70
Figura 4.43 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Kobe com 6cm de afastamento entre edifícios.....	70
Figura 4.44 – Variação da força de impacto por instante de tempo para diferentes distâncias de separação	71
Figura 4.45 – Acelerograma do sismo de Loma Prieta	71
Figura 4.46 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Loma Prieta com 2cm de afastamento entre edifícios	72
Figura 4.47 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Loma Prieta com 3cm de afastamento entre edifícios	72
Figura 4.48 – Acelerograma do sismo de Northridge.....	73
Figura 4.49 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Northridge com 2cm de afastamento entre edifícios	74
Figura 4.50 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Northridge com 3cm de afastamento entre edifícios	74
Figura 4.51 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Northridge com 5cm de afastamento entre edifícios	75
Figura 4.52 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Northridge com 6cm de afastamento entre edifícios	75
Figura 4.53 – Envolvente das forças de corte basal para diferentes afastamentos entre edifícios.....	76
Figura 4.54 – Envolvente dos momentos basais para diferentes afastamentos entre edifícios	76
Figura 4.55 – Evolução das forças de impacto para os três sismos escalados com 2cm de afastamento entre edifícios	77
Figura 4.56 – Evolução das forças de impacto para os três sismos escalados com 1cm de afastamento entre edifícios	77
Figura 5.1 – Envolvente de resistência do edifício 1.....	82
Figura 5.2 – Envolvente de resistência do edifício 2.....	82
Figura 5.3 – Envolvente de resistências de ambos os edifícios com diferentes módulos de elasticidade	83
Figura 5.4 – Localização das rótulas plásticas para o edifício 1 (SAP2000)	84
Figura 5.5 – Envolvente de resistência do edifício 1 sem e com colisão.....	85
Figura 5.6 – Envolvente de resistência do edifício 2 sem e com colisão.....	85

Figura 5.7 – Locais de plastificação dos elementos estruturais sujeitos a colisão (SAP2000)	86
Figura 5.8 – Envolvente de resistência do edifício 1 com diferentes afastamentos	87
Figura 5.9 – Envolvente de resistência do edifício 2 com diferentes afastamentos	87
Figura 5.10 – Envolvente de resistência do edifício 1 sem e com colisão para diferentes alturas dos interpisos	88
Figura 5.11 – Envolvente de resistência do edifício 2 sem e com colisão para diferentes alturas dos interpisos	88
Figura 5.12 – Envolvente de resistência do edifício 1 com colisão e de ambos os edifícios isolados para diferentes módulos de elasticidade	89
Figura 5.13 – Envolvente de resistência do edifício 2 com colisão e de ambos os edifícios isolados para diferentes módulos de elasticidade	89

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Dimensões das sapatas	44
Quadro 4.2 – Dimensão dos pilares e armaduras	45
Quadro 4.3 – Forças de impacto máximas para diferentes módulos de elasticidade	60
Quadro 4.4 – Forças de impacto máximas para diferentes relações entre módulos de elasticidade ..	61
Quadro 4.5 – Forças de impacto máximas para diferentes comprimentos de vão	64
Quadro 4.6 – Frequências próprias e períodos de vibração para diferentes alturas dos interpisos	67
Quadro 4.7 – Forças de impacto máximas para o sismo de Loma Prieta com diferentes afastamentos entre edifícios	73
Quadro 4.8 – Breve síntese dos estudos paramétricos efectuados	79
Quadro 5.1 – Forças de corte basal.....	90

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	Área
c_p	Coeficiente de amortecimento do elemento de ligação
d_b	Diâmetro dos varões longitudinais
d_{et}^*	Deslocamento-alvo para o comportamento elástico ilimitado
d_n	Deslocamento no topo do edifício
d_m^*	Deslocamento no limite da plasticidade da curva de capacidade resistente
d_y^*	Deslocamento no limite da plasticidade do diagrama de capacidade resistente idealizado de 1 grau de liberdade
E	Módulo de elasticidade do betão
E_m^*	Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico
e	Coeficiente de restituição
F	Força de colisão
F_b	Força de corte basal
F_c	Força de impacto
$f_{c'}$	Resistência à compressão do betão
F_i	Intensidade de carregamento no piso i
f_y	Tensão de cedência do aço das armaduras
F_y^*	Resistência última do sistema idealizado de 1 grau de liberdade
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	Aceleração da gravidade
g_p	Distância de separação inicial entre as estruturas
$G_{K,j}$	Valor característico das cargas permanentes
h	Altura da secção
k_c	Rigidez óptima do elemento de ligação para modelação com massa distribuída
k_E	Rigidez do elemento adjacente
k_p	Rigidez da mola do elemento de ligação

k_L	Constante de rigidez
k_G	Rigidez do elemento de ligação com abertura
k	Rigidez axial total do diafragma
L	Comprimento do vão
L_i	Dimensão do piso na direcção perpendicular à direcção da acção sísmica
L_p	Comprimento da rótula plástica
m	Massa total do diafragma
M	Momento flector
m_1	Massa do corpo 1
m_2	Massa do corpo 2
m_i	Massa do piso i
p	Factor incremental que controla a intensidade do carregamento
P	Esforço axial
q	Coefficiente de comportamento
$Q_{K,i}$	Valor característico das cargas variáveis
q_u	Relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado e na estrutura com resistência limitada
S	Distância de separação entre edifícios adjacentes
S_a	Valor espectral elástico da aceleração
S_d	Valor espectral elástico do deslocamento
$S_e(T^*)$	Valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período T^*
T	Período da estrutura
T^*	Período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade
V	Esforço transversal
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 aquando do impacto
u	Deslocamento do edifício
ξ	Factor de amortecimento relativamente ao amortecimento crítico
$\psi_{E,i}$	Coefficiente de combinação para uma acção variável i
ϕ_i	Componente da deformada do modo condicionante no piso i

Γ de liberdade	Factor de transformação de um modelo de n graus de liberdade num modelo de 1 grau de liberdade
γ_c	Peso volúmico do betão
ν	Coeficiente de Poisson

ABREVIATURAS

EC2	Eurocódigo 2
EC8	Eurocódigo 8
EN 1998:2009	Eurocódigo 8
I.I.	Intervalos de integração
PGA	Peak Ground Acceleration

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os eventos sísmicos são imprevisíveis e por isso as estruturas devem estar preparadas para os suportar sem perda de vidas humanas. Com essa finalidade já há vários anos que o dimensionamento sísmico tem sido considerado nos regulamentos para dimensionamento estrutural dos edifícios. Estas considerações apenas podem ser efectuadas em termos probabilísticos, pois é impossível prever com exactidão onde, quando e com que magnitude irá ocorrer um sismo. Essas previsões são baseadas em informação proveniente de registos de sismos passados, sendo muito importantes para dimensionar o edifício para que este resista à actividade sísmica sem que seja sobredimensionado, elevando o custo de construção.

Muitos estudos têm sido feitos ao longo dos anos em relação ao dimensionamento de estruturas resistentes a acções sísmicas. O objectivo principal dos estudos nesta área centra-se em conseguir uma resposta satisfatória das estruturas, ou seja, conseguir reduzir as consequências catastróficas que um sismo pode ter, sem no entanto sobredimensionar e encarecer consideravelmente os custos da estrutura, devido a uma acção que poderá nem acontecer durante o período de vida útil da construção.

O método corrente para a consideração da acção sísmica no dimensionamento de estruturas é o uso de análises lineares, em que são aplicadas à estrutura forças obtidas por recurso a espectros de resposta de projecto. A representação da acção sísmica através de um espectro de resposta consiste na sua caracterização através da resposta máxima, seja em termos de deslocamentos, velocidades ou acelerações, de um oscilador linear com um grau de liberdade e amortecimento viscoso, em função do seu período ou frequência natural. Para uma estrutura com vários graus de liberdade a resposta é quantificada através de estimativas dos valores máximos, em módulo, obtidos a partir da resolução das equações de movimento independentes dos osciladores nas “coordenadas generalizadas”.

No entanto, apesar da resposta das estruturas para excitações sísmicas reduzidas ou moderadas poder ser elástica, no caso de sismos intensos essa resposta é necessariamente não linear. Esta resposta pode ser avaliada através de uma análise dinâmica não linear, mas devido à sua complexidade e custo esta análise não é usada na prática corrente.

Pretendendo-se uma análise mais simples e capaz de ser efectuada em ambiente de projecto, têm vindo a desenvolver-se ao longo dos últimos anos várias metodologias para verificação da segurança de estruturas a acções sísmicas usando uma análise estática não linear, também chamada de análise

“pushover”. Nos regulamentos actuais, já se prevê a utilização de algumas destas metodologias, como, por exemplo, no Eurocódigo 8. A ideia base da análise “pushover” é a aplicação à estrutura em estudo de uma distribuição de forças ou deslocamentos crescentes, de tal modo que a resposta obtida se aproxime das respostas de pico obtidas recorrendo a uma análise dinâmica não linear.

No entanto os regulamentos em vigor não têm em consideração a possível colisão entre edifícios adjacentes. Este fenómeno tem sido comprovado como fonte de grandes danos e destruições durante actividade sísmica.

Apesar da sua complexidade, a ocorrência de colisão entre edifícios durante um sismo, foi apenas nos últimos anos intensivamente estudada e avaliada.

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 dois edifícios adjacentes. No entanto, há enormes dificuldades em implementar esta medida devido ao elevado custo do terreno nos grandes centros urbanos; também, no caso de edifícios pré-existentes, a consideração da colisão não foi frequentemente modelada.

1.2 OBJECTIVOS

Este trabalho tem como principal objectivo o estudo da resposta estrutural de edifícios adjacentes, em betão armado, sujeitos a colisão devido a uma excitação sísmica.

Com este objectivo, são usados dois modelos de colisão, colisão piso-piso e colisão piso-pilar, nos quais é efectuado um estudo paramétrico onde se analisam a influência de algumas das características do modelo nas forças de contacto entre os edifícios.

Para tal, recorre-se ao programa informático SAP2000, que permite simular a colisão usando modelos de ligações de contacto.

Pretendendo-se estudar a influência da colisão na capacidade resistente de um dos edifícios, faz-se um estudo comparativo da envolvente de resistências através da análise “pushover”. Analisando o efeito de algumas características dos edifícios nas envolventes de resistência sem e com colisão.

Através das análises realizadas conclui-se acerca da importância da consideração da colisão no dimensionamento estrutural e sobre quais as características que mais influenciam o desenvolvimento e as variações das forças de colisão.

1.3 DESCRIÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho apresenta-se dividido em seis capítulos. Sendo o primeiro deles destinado a uma breve introdução e descrição dos objectivos do trabalho.

No segundo capítulo, faz-se uma descrição sobre a colisão entre edifícios, apresentando algumas considerações do estado-da-arte retiradas de estudos de investigação e desenvolvimento prévios. Neste

capítulo dá-se especial atenção aos modelos analíticos de ligações de contacto, referindo vantagens e desvantagens de cada um deles.

O terceiro capítulo aborda a análise “*pushover*”, descrevendo-se o método contemplado no Eurocódigo 8. Neste capítulo são também apresentadas as características das rótulas plásticas e o modo de defini-las no programa de cálculo automático SAP2000.

No capítulo quatro são apresentados os dois modelos de edifícios a serem estudados e é efectuado um estudo paramétrico de algumas características dos modelos, sendo elas: características dos modelos de ligações de contacto, características do betão, ponto de impacto, comprimento dos vãos, altura dos pilares ou altura dos pisos, sismo actuante com diferentes afastamentos entre os edifícios e variabilidade sísmica. Com essa finalidade recorreu-se à ferramenta de cálculo automático SAP2000 para analisar dinamicamente os edifícios.

No quinto capítulo, é apresentado o estudo comparativo das envolventes de resistência dos edifícios, através de análise *pushover*, observando-se as alterações introduzidas nas suas capacidades resistentes pela colisão sísmica. É ainda analisada a influência de algumas características das estruturas nas suas envolventes de resistência.

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

2

COLISÃO SÍSMICA ENTRE EDIFÍCIOS ADAJACENTES

2.1 DESCRIÇÃO GERAL

A colisão entre edifícios é um problema relacionado com a separação entre os mesmos, e ocorre quando o espaço entre eles não é suficiente para permitir que eles vibrem ou se desloquem lateralmente livremente (Bertero, 1996).

Os problemas associados à proximidade entre edifícios quando sujeitos a excitação sísmica só tiveram atenção nos regulamentos de dimensionamento de estruturas a partir de 1950. Este assunto teve muita mais relevância após o sismo de San Fernando em 1971 onde se observaram danos graves nas estruturas devido a colisão entre os edifícios (Bertero, 1973 e Mahin et al., 1976).

Vários estudos foram realizados após o sismo na Cidade do México em 1985. A análise da informação disponível através da observação dos danos nos edifícios revelou que em 40% das estruturas que sofreram colapso ou que ficaram gravemente danificadas ocorreu colisão, e que em pelo menos 15% a colisão foi a principal causa do colapso do edifício (Bertero, 1986). Embora colisão tenha sido observada na maioria dos grandes sismos que ocorreram em áreas urbanas, o número de edifícios adjacentes severamente danificados devido a colisão entre eles na Cidade do México pode ser o maior da história neste tipo de danos causado por sismos.

Danos causados pela colisão foram observados durante vários sismos como no México em 1985, Canada em 1988, Loma Prieta em 1989, Cairo em 1992, Northridge em 1994, Kobe em 1995 e L’Aquila em 2009. Danos significativos devidos a este fenómeno foram observados em locais a mais de 90km do epicentro o que indica a possibilidade de acontecerem danos catastróficos em sismos futuros com epicentros mais próximos. Os danos podem ser maiores se os edifícios adjacentes tiverem diferentes características dinâmicas, vibrando fora de fase.

Os regulamentos mais antigos não definem orientações para evitar a colisão. Devido a isso e a considerações económicas incluindo o aproveitamento do solo em centros urbanos com elevada densidade populacional, existem em todo o mundo muitos edifícios susceptíveis de sofrer colisão devido a futuros sismos. A maneira mais efectiva e simples de atenuar este fenómeno é o dimensionamento com um afastamento suficiente entre os edifícios para que no caso de acontecer um sismo de características expectáveis não haja contacto entre dois edifícios adjacentes mas há enormes dificuldades em implementar esta medida devido ao elevado custo do terreno nos grandes centros

urbanos. Uma alternativa ao aumento da separação entre os edifícios é minimizar os efeitos da colisão diminuindo o movimento lateral (Kasai et al., 1996; Abdullah et al., 2001; Jankowski et al., 2000; Ruagrassamee e Kawashima, 2003 e Kawashima e Shoji, 2000), o que pode ser alcançado ligando as duas estruturas em locais críticos para que o seu deslocamento seja em fase ou então aumentando a capacidade de amortecimento da estrutura através de sistemas de dissipação de energia.

2.2 DISTÂNCIA REQUERIDA PARA EVITAR COLISÃO

A colisão ocorre quando a distância de separação entre os edifícios não é suficiente para acomodar os deslocamentos sofridos por ambos edifícios durante actividade sísmica. Actualmente todos os regulamentos para dimensionamento de estruturas especificam uma distância de separação mínima (“gap”) entre edifícios adjacentes para prevenir a colisão. A distância de separação mínima de acordo com os regulamentos em todo o mundo (Garcia, 2004) é dada pela soma dos valores absolutos (ABS) ou pela raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS):

$$S = u_1 + u_2 \quad (\text{ABS}) \quad (2.1)$$

$$S = \sqrt{u_1^2 + u_2^2} \quad (\text{SRSS}) \quad (2.2)$$

Onde S representa a distância de separação e u_1 e u_2 representam o deslocamento máximo dos edifícios 1 e 2 respectivamente.

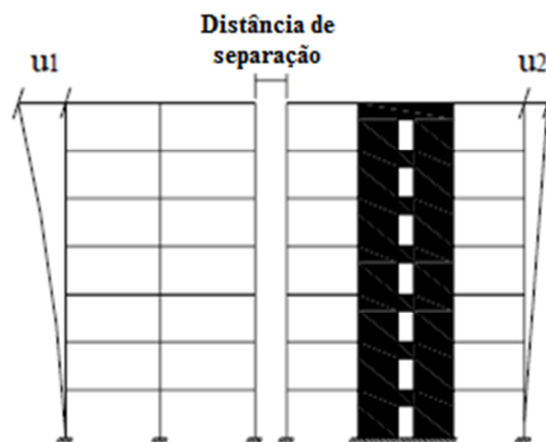


Figura 2.1 – Exemplificação da notação

Vários estudos analíticos e experimentais foram elaborados para investigar qual a adequada distância de separação para edifícios adjacentes localizados em regiões de elevado risco sísmico. Quando um edifício é sujeito a vibrações sísmicas nas fundações move-se para trás e para a frente com o solo. Estas vibrações podem ser muito intensas criando tensões e deformações através de toda a estrutura fazendo com que os pisos mais elevados oscilem entre alguns milímetros e muitos centímetros dependendo da sua altura e da sua massa. Quando os edifícios têm diferentes alturas e massas eles vibram com frequências diferentes, quando estes são construídos lado a lado com insuficiente distância de separação podem colidir criando tensões em ambas as estruturas e enfraquecendo-se uma

à outra podendo levar ao colapso de ambas. A colisão produz acelerações e esforços em toda a estrutura que são superiores ao caso em que não há colisão.

Para mais correctamente estimar o valor da distância de separação entre os edifícios, é necessário ter em consideração as não-linearidades quando a estrutura entra no regime plástico durante sismos de grande intensidade. Considerando estes efeitos uma análise inelástica no domínio do tempo (“inelastic time history”) é uma ferramenta muito útil para prever o desempenho da estrutura. Apesar da precisão e eficiência das ferramentas computacionais terem evoluído consideravelmente ainda há algumas reservas na utilização deste tipo de análise, devido à sua complexidade e adequação para dimensionamento, além de aumentar o esforço computacional significativamente. Assim a análise estática não-linear torna-se mais prática devido à sua simplicidade e adequação para análise do desempenho temporal.

2.3 DANOS CAUSADOS PELA COLISÃO ENTRE EDIFÍCIOS ADJACENTES

Um dos sismos em que este fenómeno foi mais evidenciado foi o sismo de Loma Prieta em 1989, sendo posteriormente alvo de várias pesquisas verificando-se diferentes padrões de estragos provocados pela colisão. Esses padrões foram classificados em quatro tipos de danos (Kasai et al., 1996):

Tipo 1- Colisão contribuiu para a maioria dos danos estruturais. Um ou ambos edifícios ficaram inutilizáveis até reparação dos danos.

Tipo 2- Colisão levou à falha do edifício e à queda de partes do mesmo. A falha das componentes 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 levou a danos arquitecturais e/ou estruturais menores. O edifício continua em uso mas precisa de algumas reparações estéticas.

Os dados para esta pesquisa foram obtidos através de inspecções e dados fornecidos por engenheiros, funcionários do governo e pelos donos dos edifícios. Os resultados desta pesquisa evidenciaram as seguintes tendências:

- A maioria dos casos comunicados foi em áreas urbanas.
- A colisão envolveu tipicamente edifícios de vários pisos construídos antes de 1930.
- A maioria dos casos envolveu edifícios antigos de alvenaria.
- Poucos edifícios modernos estiveram sujeitos a colisão, o que pode ser devido a alguns factores como: a maior atenção dada aos afastamentos entre edifícios adjacentes; imposições arquitectónicas a edifícios modernos que muitas vezes necessitam de espaço para permitirem a construção de janelas; códigos recentes mais detalhados em relação ao afastamento.
- Terá sido dada mais atenção a distâncias de separação entre edifícios adjacentes do que a mecanismos de ligação e dissipação de energia.
- Evidências da existência de uma correlação entre a colisão e a construção de fundações em solos moles.
- Muitos casos em que a colisão ocorreu ao nível dos pilares provocando graves danos.

- Edifícios com estruturas irregulares sofreram rotação durante a acção sísmica.
- Edifícios adjacentes que partilham uma parede exibiram problemas especiais, existindo dois casos distintos: (1) os dois edifícios têm estruturas resistentes independentes; (2) a parede suporta as cargas verticais dos dois edifícios. Sendo o segundo caso o mais gravoso.
- Edifícios mais antigos sofreram danos do tipo 1 e 2 enquanto edifícios mais recentes sofreram danos do tipo 3 e 4. A maioria dos casos comunicados revelou danos do tipo 4.

É imperativo desenvolver meios (e dispositivos) de atenuação de colisão para evitar possíveis danos desastrosos no futuro.

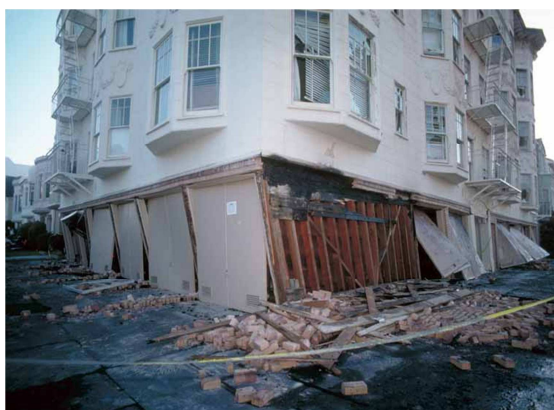


Figura 2.2 – Danos estruturais num edifício em “Marina District”



Figura 2.3 – Danos severos em Santa Cruz

2.4 ASPECTOS GERAIS DA MODELAÇÃO

Nos últimos 20 anos (Anagnostopoulos, 1988) fizeram-se muitas pesquisas sobre este assunto, mas quase todos estes trabalhos foram refutados, reformulados e/ou melhorados por estudos posteriores.

A caracterização física do choque entre edifícios torna-se muito dispendiosa e a sua descrição analítica exacta muito complicada.

O choque é comumente definido em duas categorias, choque piso-piso e choque piso-pilar.

2.4.1 MODELAÇÃO PISO-PISO

Geralmente esta modelação consiste tanto para um nó simples como para um conjunto de nós na representação de um diafragma rígido em cada piso de cada edifício (Mouzakis e Papadrakakis, 2004; Muthukumar e Desroches, 2006).

2.4.1.1 Modelação usando “stereo mechanics” e diafragmas rígidos

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

A teoria “stereomechanical” de impacto é uma formulação clássica para colisão de corpos. Esta abordagem assume impacto instantâneo e usa equilíbrio de momentos e o coeficiente de restituição para modificar as velocidades dos corpos após o impacto.

A teoria original considera os corpos que colidem como rígidos. Mais tarde foi introduzido um factor de correcção para ter em conta a energia dissipada. A teoria concentra-se em determinar as velocidades finais de dois corpos em colisão dependendo das suas velocidades iniciais e do coeficiente de restituição para ter em conta a plasticidade durante o impacto. Devido a apenas ser feita uma abordagem macroscópica do problema, a teoria não considera tensões transitórias nem deformações nos corpos.

Este método determina a velocidade pós colisão das duas massas concentradas (Goldsmith, 1960) através das equações (2.3 e 2.4)

$$V_1' = V_1 - (1 + e) \frac{m_2}{m_2 + m_1} (V_1 - V_2) \quad (2.3)$$

$$V_2' = V_2 - (1 + e) \frac{m_1}{m_1 + m_2} (V_2 - V_1) \quad (2.4)$$

Onde V_i' = velocidade pós colisão da massa i , V_i = velocidade inicial da massa i , m = massa do objecto e e = coeficiente de restituição.

Este método apresenta dois inconvenientes:

- As equações são aplicadas quando o contacto ocorre 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 que avaliam o desempenho temporal. Isto normalmente requer que o código do programa seja alterado visto que a velocidade nodal é actualizada pelas equações (2.3 e 2.4).

Este método usa sempre modelos de pisos com diafragma rígido.

2.4.1.2 Modelação usando elementos de contacto e diafragma rígido

Normalmente são usados elementos de contacto pois podem ser directamente incorporados em programas com análise do desempenho temporal como uma condição de uma mola e um amortecedor.

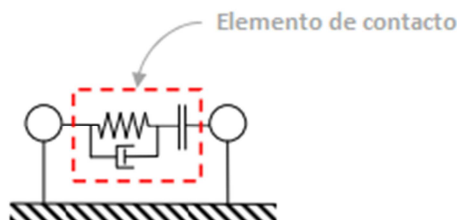


Figura 2.4 – Aplicação do elemento de contacto (adaptada de Cole *et al.*, 2010)

Os elementos de contacto não exercem qualquer força nas estruturas até uma certa separação, definida inicialmente, ser atingida.

Existem pelo menos quatro modelos para elementos de contacto (Jankowski, 2005; Shakya *et al.*, 2008; Muthukumar and DeRoches, 2005).

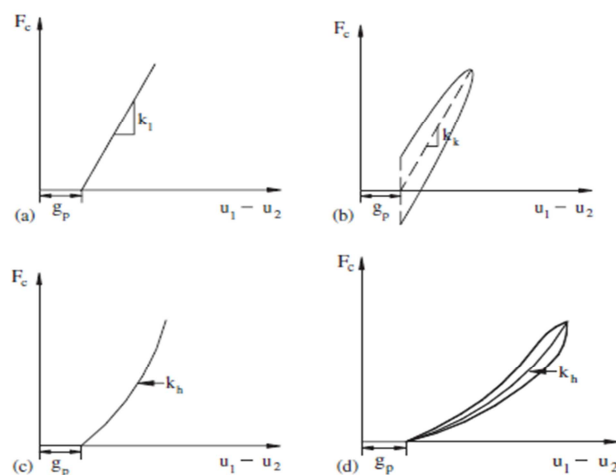


Figura 2.5 – Relação força-deslocamento para vários elementos de contacto: (a) Elemento de mola linear; (b) Modelo de Kelvin-Voigt; (c) Modelo de Hertz; (d) Modelo de Hertz amortecido. (Muthukumar e DesRoches, 2005)

Segundo Cole *et al.* (2010) o mais usado é o modelo de Kelvin-Voigt.

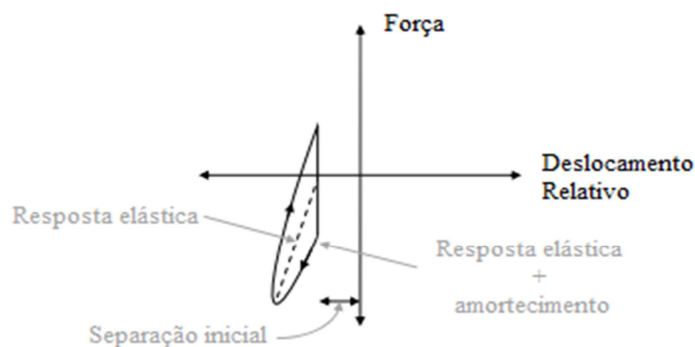


Figura 2.6 – Resposta do elemento de contacto segundo o modelo Kelvin-Voight (adaptada de Cole *et al.*, 2010)

Este elemento usa uma mola linear com rigidez K e um amortecedor com coeficiente de amortecimento c . Uma grande vantagem deste modelo é que o coeficiente de amortecimento c pode ser relacionado com o coeficiente de restituição e . Este coeficiente é uma medida da plasticidade na colisão (Anagnostopoulos, 2004). Também o factor de amortecimento ξ é relacionável com o coeficiente de restituição através da equação (2.6)

$$c = 2\xi \sqrt{K \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (2.5)$$

$$\xi = \frac{\ln e}{\sqrt{\pi^2 + \ln e^2}} \quad (2.6)$$

Os valores recomendados de e estão entre 0,4 e 1. No entanto, o valor usualmente utilizado é 0,65 (Conoscente *et al.*, 1992; Shakya *et al.*, 2009). Recentes trabalhos experimentais mostraram que este valor depende da velocidade relativa de colisão (Jankowski, 2010), como ocorre no choque clássico de corpos rígidos.

Para a colisão de duas massas concentradas a rigidez da mola de contacto é usualmente considerada da mesma ordem de grandeza da rigidez axial do piso ($\frac{EA}{L}$). Embora Cole *et al.* (2010) sugira valores dez vezes superiores à rigidez axial do piso, segundo aplicações numéricas da bibliografia este valor poderá ser considerado largamente arbitrário, escolhido de modo a não influenciar significativamente a envolvente de deslocamentos do edifício (Anagnostopoulos, 1988).

A força positiva é fisicamente imprecisa e apesar de existirem soluções para este problema elas tornam as equações (2.5) e (2.6) inválidas. 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).

2.4.1.3 Modelação com massas distribuídas

Na realidade os diafragmas têm rigidez e massa distribuídas em ambas as direcções e isto pode afectar significativamente a resposta dinâmica da estrutura (Cole et al., 2009-a; Cole et al., 2009-b).

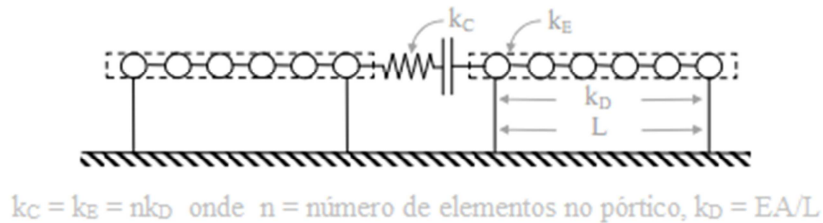


Figura 2.7 – Rigidez óptima para modelo com massas distribuídas (adaptada de Cole et al., 2010)

A rigidez óptima do elemento de ligação (k_C) é igual à rigidez do elemento adjacente (k_E). Logo se estiverem 5 elementos presentes em cada objecto, a sua rigidez de colisão é 5 vezes a rigidez do diafragma.

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

O máximo teórico da força de colisão para duas massas distribuídas pode ser calculado usando a teoria de ondas em meios contínuos.

$$F = \frac{v_1 - v_2}{\frac{1}{\sqrt{(m_1 K_1)}} + \frac{1}{\sqrt{(m_2 K_2)}}} \quad (2.7)$$

$v \rightarrow$ velocidade aquando do impacto

$m \rightarrow$ massa total do diafragma

$k \rightarrow$ 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 (2.5) e (2.6) deixam de ser validas.

Estudos sobre um adequado amortecimento para massas distribuídas estão em curso na bibliografia consultada.

2.4.2 MODELAÇÃO PARA COLISÃO PISO-PILAR

Neste tipo de colisões as consequências podem ser mais sérias. Nestes estudos são usados elementos de contacto lineares sem amortecimento, porque a maioria das plastificações ocorrem nos pilares submetidos a contacto (Favvata e Karayannis, 2005-a, 2005-b, 2008).

2.5 MODELOS ANALÍTICOS DE LIGAÇÕES DE CONTACTO

A colisão entre edifícios adjacentes é um fenómeno muito complexo, que envolve deformações plásticas nos pontos de contacto, esmagamento e fracturas, atrito, etc.. Devido a esta complexidade, modelar o impacto é extremamente difícil. Estas deformações não lineares não são facilmente incorporadas no modelo de colisão. Portanto, idealizações e pressupostos são inevitavelmente utilizados nos modelos teóricos.

Praticamente todos os estudos assumem que a colisão ocorre ao nível dos pisos.

As colisões entre edifícios adjacentes são simuladas usando elementos de contacto especiais (mola-amortecedor) que são activados quando a distância de separação entre os edifícios é suprimida. Esta abordagem é muito usada devido à sua fácil adaptabilidade ao modelo de impacto e à sua natureza lógica. Nestes elementos é necessária a utilização de uma mola com elevada rigidez para obter uma estimativa realista da força de impacto. Podendo ser usada em conjunto de um amortecedor que simula a dissipação de energia ao longo da actuação do sismo.

Usar uma mola com rigidez demasiado grande pode levar a alterações nas equações de movimento das estruturas, obtendo-se resultados irrealistas. Assim sendo a rigidez da mola de ser cuidadosamente calculada.

Três tipos de elementos de contacto têm sido usados no passado: Elemento de mola linear, Elemento Kelvin-Voigt e Elemento de Hertz.

2.5.1 ELEMENTO DE MOLA LINEAR

O modelo de contacto mais simples consiste num elemento elástico linear. Assume-se um elemento com características que, apenas quando a distância relativa entre dois corpos se torna menor que a distância de separação inicial (g_p), a mola entra em funcionamento gerando forças que nos permite simular a colisão entre edifícios adjacentes devido a excitação sísmica. Considera-se uma mola com valor de rigidez da mesma ordem de grandeza da rigidez axial do piso.

A força no elemento de contacto pode ser expressa por:

$$\begin{cases} F_p = K_p[u_1 - u_2 - g_p] & \text{se } u_1 - u_2 - g_p \geq 0 \\ F_p = 0 & \text{se } u_1 - u_2 - g_p < 0 \end{cases} \quad (2.8)$$

Onde u_1 e u_2 são os deslocamentos dos corpos em contacto, K_p é a rigidez da mola e g_p é a distância de separação inicial entre as estruturas.

Este modelo foi muito utilizado por Maison e Kasai (1990).

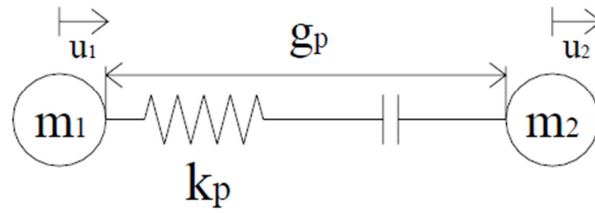


Figura 2.8 – Elemento de contacto linear (LESSLOSS, 2007)

Esta abordagem pode ser facilmente implementada em *softwares* comerciais como o SAP2000. No entanto a energia dissipada devido à colisão não consegue ser modelada.

Uma variante deste modelo propõe considerar duas rigidezes, uma de aproximação e outra maior de separação.

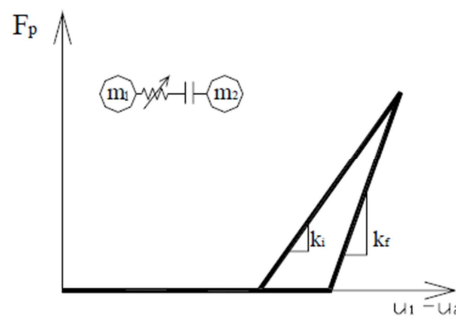


Figura 2.9 – Resposta da variante ao modelo de contacto linear (LESSLOSS, 2007)

Este modelo inclui alguma dissipação de energias devido ao comportamento histerético do elemento de contacto, que é representado pela área do triângulo (Figura 2.9).

2.5.2 MODELO DE KELVIN-VOIGT

O elemento Kelvin-Voigt é representado por uma mola linear em paralelo com um amortecedor. Este modelo tem sido muito utilizado em vários estudos (Anagnostopoulos, 1988; Wolf e Skrikerud, 1980; Jamkowski, 2004). A rigidez da mola é tipicamente grande e representa a rigidez local da estrutura no ponto de impacto que irá reagir ao choque durante o contacto.

A força no elemento de contacto pode ser calculada por:

$$\begin{cases} F_p = K_p[u_1 - u_2 - g_p] + c_p[\dot{u}_1 - \dot{u}_2] & \text{se } u_1 - u_2 - g_p \geq 0 \\ F_p = 0 & \text{se } u_1 - u_2 - g_p < 0 \end{cases} \quad (2.9)$$

Onde K_p é a rigidez da mola, c_p é o coeficiente de amortecimento, u_1 e u_2 são os deslocamentos dos corpos em contacto, $\dot{u}_1$ e $\dot{u}_2$ são as velocidades dos corpos e g_p é a distância de separação inicial entre as estruturas.

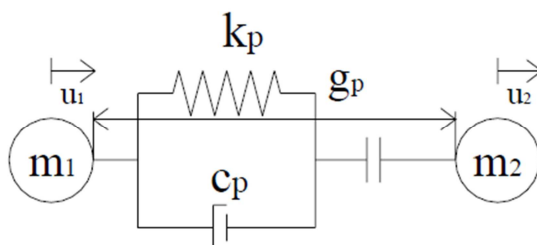


Figura 2.10 – Modelo de contacto de Kelvin-Voight (LESSLOSS; 2007)

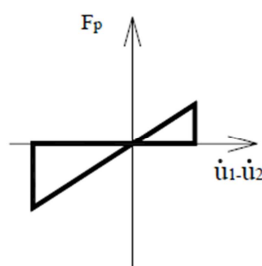


Figura 2.11 – Relação força-velocidade do modelo de contacto Kelvin-Voight (LESSLOSS, 2007)

O coeficiente de amortecimento (c_p) pode ser relacionado com o coeficiente de restituição (e), através das equações de energia perdida durante o impacto (Anagnostopoulos, 1988).

$$c_p = 2 * \xi_i * \sqrt{K_p \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (2.10)$$

$$\xi_i = \frac{-\ln e}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}} \quad (2.11)$$

Onde m_1 e m_2 são as massas em colisão e ξ_i é o factor de amortecimento (relativamente ao amortecimento critico).

A desvantagem do modelo tradicional de Kelvin-Voigt é que o amortecimento continua activo quando as estruturas tendem a separar, opondo-se ao movimento das estruturas quando eles saltam para trás após o choque, o que não tem explicação física.

Uma variante do modelo de Kelvin-Voigt pode incluir uma mola não linear e um elemento de contacto que apenas funciona à compressão. Este modelo é chamado Elemento de Impacto de Kelvin.

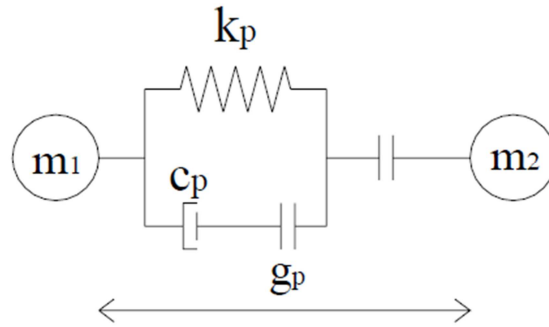


Figura 2.12 – Elemento de impacto de Kelvin (LESSLOSS, 2007)

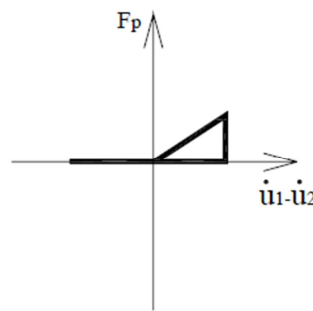


Figura 2.13 - Relação força-velocidade do Elemento de impacto de Kelvin (LESSLOSS, 2007)

2.5.3 ELEMENTO DE HERTZ

Na colisão, espera-se que a área de contacto entre duas estruturas adjacentes aumente consoante a força de impacto cresça, conduzindo a uma rigidez não linear. Para modelar grandes colisões não lineares, este método foi desenvolvido por vários autores (Davis, 1992; Chau e Wei, 2001; Chau *et al.*, 2003). Este modelo usa a lei de contacto Hertz. A principal restrição destes trabalhos é que apenas é considerada a colisão de um oscilador SDOF com uma barreira rígida ou com uma barreira movendo-se com “movimento do solo bloqueado”.

A força no elemento de contacto pode ser expressa por:

$$\begin{cases} F_p = K_p [u_1 - u_2 - g_p]^{3/2} & \text{se } u_1 - u_2 - g_p \geq 0 \\ F_p = 0 & \text{se } u_1 - u_2 - g_p < 0 \end{cases} \quad (2.12)$$

Onde u_1 e u_2 são os deslocamentos dos corpos em contacto, K_p é a rigidez da mola e g_p é a distância de separação inicial entre as estruturas.

A lei de contacto do elemento Hertz corresponde a uma solução de contacto estático de dois corpos elásticos. Esta lei é incapaz de ter em conta a dissipação de energia durante o impacto.

Uma versão melhorada do modelo Hertz, chamada modelo Hertz-amortecido, foi considerada por Muthukumar e DesRoches (2004) segundo a qual um amortecedor não linear é usado em conjunto com a mola Hertz.

Modelos similares foram usados em outras áreas da engenharia como a robótica e sistemas de multi-corpos.

A força no elemento de contacto pode ser calculada por:

$$\begin{cases} F_p = K_p [u_1 - u_2 - g_p]^{3/2} + c_p [\dot{u}_1 - \dot{u}_2] & \text{se } u_1 - u_2 - g_p \geq 0 \\ F_p = 0 & \text{se } u_1 - u_2 - g_p < 0 \end{cases} \quad (2.13)$$

Onde K_p e c_p são a rigidez e o coeficiente amortecimento, respectivamente, do elemento, $u_1 - u_2 - g_p$ é a penetração relativa e $\dot{u}_1 - \dot{u}_2$ é a velocidade de penetração.

O coeficiente de amortecimento não linear (c_p) é dado por:

$$c_p = \xi * (u_1 - u_2 - g_p)^n \quad (2.14)$$

Que representa a energia dissipada durante o impacto. Podendo relacionar o valor de ξ com a rigidez da mola, K_p , o coeficiente de restituição, e , e a velocidade relativa dos edifícios no instante de contacto, $\dot{u}_1 - \dot{u}_2$:

$$\xi = \frac{3 * K_p * (1 - e^2)}{4 * (\dot{u}_1 - \dot{u}_2)} \quad (2.15)$$

Esta abordagem apresenta como limitação a pouca clareza sobre qual o valor exacto de rigidez a utilizar. Isto deve-se ao desconhecimento da geometria da superfície de contacto, a incertezas nas propriedades dos materiais sujeitos a carregamentos e à variabilidade das velocidades de impacto.

2.5.4 MODELO UTILIZADO EM SAP2000

Como mencionado anteriormente, a energia dissipada durante a colisão pode ser simulada por um amortecedor. O elemento de contacto linear com abertura que é usado no *software* SAP2000 não inclui amortecimento. Portanto, o elemento com abertura é combinado com um elemento com propriedades lineares (elemento Kelvin-Voigt) para obter o comportamento desejado. A relação força-deformação do elemento Kelvin-Voigt é expressa por K_L e c_L , que representam a constante de rigidez e o coeficiente de amortecimento do elemento. O amortecimento e a rigidez a usar no elemento linear foram propostos por Jankowski (2005), considerando que $K_L = 93500 \text{ kN/m}$, o coeficiente de restituição (e) igual a 0.65 e o coeficiente de amortecimento (c) dado por:

$$c = -2 * \ln e * \sqrt{\frac{k_L m_1 m_2}{[\pi^2 + (\ln e)^2](m_1 + m_2)}} \quad (2.16)$$

Onde m representa a massa do edifício sujeito a colisão. Com estas características obtiveram-se resultados com muito boa concordância com os resultados experimentais obtidos por Mier et al. (1991).

A rigidez do elemento com abertura é considerada 100 vezes superior à do elemento linear ($k_G=100k_L$).

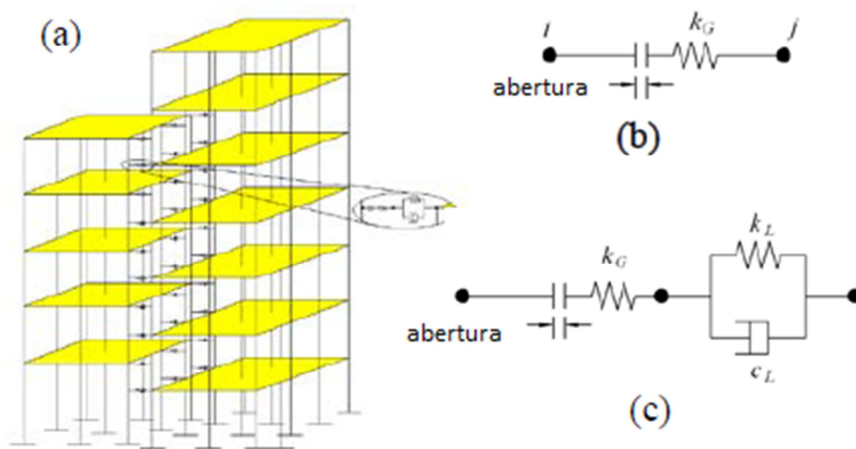


Figura 2.14 – (a) Localização dos elementos de contacto; (b) Elemento linear com abertura; (c) Elemento com abertura combinado com elemento Kelvin-Voigt (adaptada de Shakya et al., 2007)

2.6 INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A interacção solo-estrutura em casos de choque recebeu alguma atenção (Shakya et al., 2008; Rahman et al., 2001). Este tipo de análise requer o uso de programas personalizados com análise do desempenho temporal. A influência do solo no choque foi comprovada mas os seus efeitos diferem nas várias pesquisas.

Shakya, Wijeyewikrema e Ohmachi (2007) estudaram a influência da interacção solo-estrutura na colisão de dois edifícios de alturas diferentes e com a colisão a acontecer a meio do pilar. Para isso foi incorporado um modelo discreto de interacção solo-estrutura, estando esse modelo apresentado na Figura 2.15; todavia neste primeiro estudo de colisão entre edifícios a interacção solo estrutura não será abordada, acabando por ser sugerida a extensão deste trabalho neste domínio no futuro.

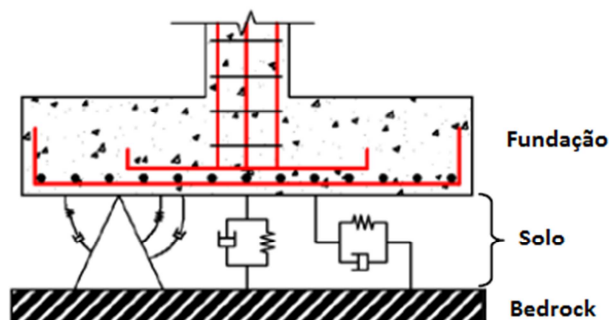


Figura 2.15 – Modelo discreto de interação solo-estrutura (adaptada de Shakya et al, 2007)

Reduções nas forças de impacto foram observadas quando se considera interação solo-estrutura. Verificou-se que a resposta de edifícios próximos do epicentro de um sismo, considerando os efeitos do solo, pode ser muito alterada.

2.7 RECOMENDAÇÕES PARA MODELAÇÃO

Na literatura existente foram consideradas recomendáveis as seguintes propriedades para modelos de colisão piso-piso (Cole *et al.*, 2010):

- Modelar ambos os edifícios num programa de análise inelástica no domínio do tempo;
- Incluir as propriedades inelásticas dos edifícios;
- Colocar pelo menos dois elementos axiais em cada piso;
- Incluir parâmetros de amortecimento, nas fundações, devido à flexibilidade do solo, no caso de estudos envolvendo interação solo-estrutura;
- Correr dois tipos de análises, uma com diafragma rígido usando $e=0,65$ e outro usando um elemento de colisão elástico com diafragma capaz de deformar axialmente. Os resultados de ambos devem ser revistos juntos.
- O elemento de colisão terá rigidez diferente em cada caso.

2.8 FORMAS DE ATENUAÇÃO

A atenuação dos danos causados pela colisão entre edifícios adjacentes existentes pode ser efectuada de uma das seguintes formas:

- Substituir elementos estruturais que possam estar danificados devido ao choque;
- Melhorar o 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.

Vários elementos de ligação têm sido propostos, mas muitas questões técnicas e não técnicas se têm levantado em redor deste assunto. Um dos principais problemas é a sua aplicabilidade, pois a proximidade entre edifícios sujeitos a choque deixa pouco espaço para a sua colocação. Estes elementos também requerem uma análise do desempenho temporal para determinar a sua eficácia.

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

2.9 CONFIGURAÇÕES MAIS VULNERÁVEIS EM CASO DE COLISÃO

Uma análise dos danos causados pela colisão (Jeng et al., 2000) identificou que certas configurações de edifícios aumentam consideravelmente a probabilidade de colapso da estrutura. Sendo elas:

- Colisão piso-pilar. Em particular, os pilares que sofrem colisão estão sujeitos forças muito elevadas. Normalmente estas colunas falham na resistência ao corte.

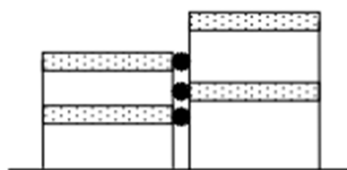


Figura 2.16 – Colisão piso-pilar (Cole et al., 2010)

- Edifícios adjacentes com massas muito diferentes. O momento transferido da estrutura mais pesada pode aumentar muito a velocidade na estrutura mais leve durante o impacto, tornando-a, assim, susceptível a colapso.



Figura 2.17 – Edifícios adjacentes com massas muito diferentes (Cole et al., 2010)

- Edifícios adjacentes com alturas consideravelmente diferentes. A colisão entre um edifício baixo e um alto provoca alterações no modo de vibração do mais baixo. No edifício alto, o piso que sofre colisão com o topo do edifício baixo fica retido, enquanto o resto do edifício sofre efeito chicote sobre o edifício mais baixo. Isto aumenta as forças de corte e as exigências de ductilidade no edifício mais alto imediatamente acima do topo do edifício mais baixo.

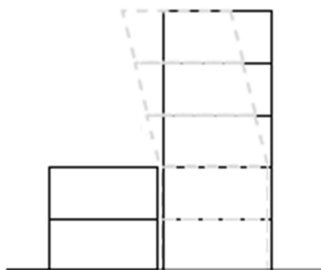


Figura 2.18 – Edifícios com alturas consideravelmente diferentes (Cole *et al.*, 2010)

- Edifícios exteriores ou extremos numa faixa de edifícios com características similares. Os edifícios exteriores sofrem aumento dos danos devido ao momento transferido pelos edifícios interiores. Como consequência os edifícios interiores podem sofrer menos danos que no caso de não haver colisão.

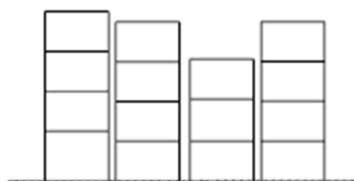


Figura 2.19 – Edifícios em banda

- Edifícios sujeitos a torção (estrutura assimétrica). Esta configuração aumenta as forças nos pontos de impacto.

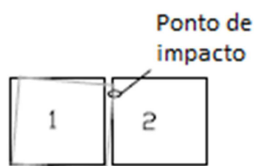


Figura 2.20 – Edifícios sujeitos a torção

- Edifícios construídos com materiais frágeis (alvenaria). Alvenaria não armada é vulnerável a carregamentos laterais. A colisão causa forças temporárias muito elevadas que pode levar ao colapso dos elementos frágeis.

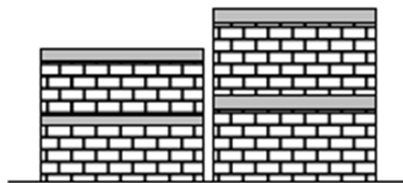


Figura 2.21 – Edifícios de alvenaria (Cole *et al.*, 2010)

Várias pesquisas têm tentado determinar que tipo de edifício, rígido ou mais flexível, é mais afectado. Mas tem-se obtido conclusões contraditórias.

Um estudo recente (Dimitrakpoulos, 2009) descobriu a explicação para este conflito, chegou à conclusão que a amplificação dos deslocamentos é dependente da frequência característica da excitação.

3

ANÁLISE “PUSHOVER”

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O uso da análise estática não linear, mais recentemente denominada de análise “*pushover*”, remonta à década de 70, apesar de apenas nos últimos 20 anos começarem a surgir mais sistematicamente artigos e publicações dedicadas a este assunto. Inicialmente, a maioria dos trabalhos concentrou-se na discussão sobre o campo de aplicação do método e nas suas vantagens e limitações, quando comparado com análises dinâmicas não lineares passo-a-passo (Pereira, 2009).

O método mais adequado e preciso para determinação da resposta de uma estrutura quando sujeita a uma acção sísmica é uma análise dinâmica não linear. No entanto este método apresenta alguns inconvenientes que o tornam muito complexo e difícil de executar, entre os quais a escolha dos acelerogramas (tipo e número necessário) que caracterizam a acção sísmica e devem ter em conta as incertezas em relação à severidade, frequência e duração dos sismos (Coutinho, 2008). Outra dificuldade desta análise é modelar adequadamente as características de deformação dos elementos sujeitos a ciclos de carga e descarga. Além de, em geral, a análise ser muito longa (porque corresponde a integração passo-a-passo) e com interpretação dos resultados obtidos complexa quando há fortes não linearidades materiais e geométricas.

Para contornar estas dificuldades surgiu então a análise estática não linear, correspondente a uma análise mais simples e capaz de ser realizada em ambiente de projecto. Este tipo de análise tem vindo a ser desenvolvido ao longo dos anos, apresentando ainda assim uma série de limitações. Surgindo como principal limitação a sua imprecisão quando os modos de vibração mais elevados têm mais influência na resposta a acções dinâmicas, bem como situações de irregularidades de desempenho estrutural quando há assimetrias de massa e de rigidez (Barros e Almeida, 2005). Apesar de, na maioria dos casos de edifícios regulares, o comportamento dinâmico da estrutura ser dominado pelo primeiro modo de vibração (ou modo de vibração fundamental) este comportamento não pode ser generalizado a todas as estruturas, sendo assim necessário reflectir sobre a aplicabilidade deste método em inúmeras outras situações (Almeida e Barros, 2003a).

A análise estática não linear não considera a degradação da estrutura sujeita a ciclos de carga e descarga durante a acção sísmica (Oguz, 2005). Esta degradação leva à diminuição progressiva da rigidez da estrutura provocando diminuição da frequência de vibração da mesma, alterando assim o seu comportamento sendo esta outra das principais limitações da análise “*pushover*”.

Além das referidas limitações, mais críticas têm sido apontadas à análise “pushover”, tais como a consideração de uma distribuição de forças ou deslocamentos constantes ao longo do tempo, o que não traduz o que se verifica na realidade durante a actuação de um sismo. Vários estudos foram realizados para resolver este problema propondo métodos muito complexos para aplicação prática, o que os inviabilizam pois uma das principais vantagens da análise “pushover” é precisamente a simplicidade e facilidade de aplicação (Almeida e Barros, 2003b). Outra crítica apontada é o facto de apenas serem consideradas as acções horizontais do sismo desprezando as acções verticais o que em alguns casos pode ter alguma importância.

Para tentar contornar as principais limitações que a análise “pushover” apresenta ao estimar a resposta de estruturas quando solicitadas por uma acção sísmica, vários métodos de análise têm sido propostos. Um dos métodos de análise não lineares simples para estruturas com múltiplos graus de liberdade foi proposto por Fajfar e Fischinger (1988). Este método tem o nome de N2 e combina a análise de um sistema com múltiplos graus de liberdade com o espectro de resposta inelástico do seu modelo equivalente de 1 GL. Encontra-se actualmente contemplado no EC 8 (2003) e será desenvolvido adiante.

A análise “pushover” é um método simples para estimar a capacidade de resistência da estrutura na sua fase pós-elástica. Este método envolve uma carga padrão predefinida que é distribuída ao longo da altura do edifício. A carga lateral é, então, aumentada lentamente em proporção constante com o deslocamento no nó de controlo até um certo nível de deformação pré-definido ser alcançado. A força de corte basal desenvolvida e os deslocamentos associados a cada incremento de carga são traçados. Baseado na curva de capacidade o deslocamento alvo, que é uma estimativa do deslocamento que o sismo em estudo provocará no edifício, é determinado. Espera-se que a análise “pushover” forneça informações de várias características de resposta de uma estrutura a sismos, que as análises estáticas lineares não conseguem fornecer (Coutinho, 2008). Descrevem-se em seguida algumas delas:

- As exigências reais de resistência de elementos potencialmente frágeis, como a resistência ao esforço axial dos pilares, a resistência ao momento flector das ligações das vigas com os pilares ou a resistência ao corte de elementos curtos, cujo esforço dominante seja o esforço transversal;
- Estimativa das exigências de deformação nos elementos, que tenham de se deformar plasticamente, de forma a dissipar a energia resultante das acelerações do solo;
- Consequências da diminuição de rigidez de elementos particulares na estabilidade global da estrutura;
- Identificação de zonas críticas onde se espera que as deformações plásticas sejam relevantes;
- Identificação de irregularidades de rigidez em planta ou em altura que causem alterações das características dinâmicas no patamar inelástico;
- Estimativa dos deslocamentos relativos entre pisos, tendo em conta as descontinuidades de rigidez;
- Sequência de cedência e de rotura dos elementos e evolução da curva de capacidade global da estrutura.

O controlo dos danos é um dos factores a considerar quando se fala em desempenho sísmico de uma estrutura. Não se consegue fazer este controlo com as análises sísmicas lineares (estáticas equivalentes ou modais), mesmo introduzindo o coeficiente de comportamento (q), que terá em conta a ductilidade da estrutura, nos espectros de resposta.

A solução passa, pois, por aplicar análises estáticas não-lineares, “pushover”, que conseguem determinar onde ocorrerão os danos (rótulas plásticas) e quais as suas implicações no comportamento da estrutura (modos de colapso possíveis). Conseguem-se, assim, determinar pontos fracos na estrutura que escapam a uma análise elástica, fornecendo mais informações sobre a resistência e ductilidade da mesma (Pereira, 2009).

Estes métodos podem ser utilizados para, por exemplo, fazer a verificação do dimensionamento de novas estruturas, determinar os danos previsíveis em estruturas existentes e avaliar a resposta global da estrutura a acções sísmicas de diferentes intensidades.

Numa análise não linear temos que considerar que os deslocamentos não variam proporcionalmente à carga aplicada, que é o que se verifica na realidade. Enquanto numa análise linear a matriz de rigidez da estrutura é independente das forças e dos deslocamentos, numa análise não-linear é necessário dispor de um modelo numérico com procedimento iterativo para encontrar a solução das equações de equilíbrio em cada momento.

No dimensionamento de estruturas, para tirar partido da ductilidade das mesmas, é necessário ter em conta o comportamento não linear dos materiais, sendo assim necessário elaborar modelos numéricos que representem o mais rigorosamente possível o comportamento das estruturas.

O modelo ideal para a obtenção da resposta não linear dos elementos estruturais, sujeitos principalmente a flexão, necessita uma definição das características geométricas e mecânicas dos materiais ao nível das secções em termos de relações tensões-deformações (Pereira e Barros, 2009). Estas relações são integradas ao longo da altura das secções e posteriormente ao longo do comprimento dos elementos estruturais, permitindo a definição das relações força-deslocamento generalizado ao nível das extremidades desses elementos.

Num edifício solicitado por uma acção horizontal, como é o caso da acção sísmica, as deformações não lineares de flexão ocorrem em zonas dos elementos junto às suas extremidades. A modelação do comportamento não linear dos materiais pode ser descrita de duas maneiras: como modelação com não linearidade concentrada em que as deformações inelásticas são concentradas nas extremidades do elemento, ou como modelação com não linearidade distribuída em que existe uma distribuição das deformações inelásticas ao longo do comprimento do elemento. Sendo a segunda a mais precisa, permitindo representar a não linearidade que se desenvolve ao longo do comprimento do elemento e ao longo da área da secção (Barros e César, 2010).

Apesar da análise dinâmica não linear continuar a ser o método mais preciso para determinar o comportamento e a segurança das estruturas, a análise “pushover” representa uma alternativa mais prática e de grande fiabilidade principalmente para edifícios com menos de 10 pisos, tornando-se assim, uma ferramenta muito útil sendo no entanto crucial ter bem presentes todas as suas limitações e potencialidades (César e Barros, 2009).

3.2 METODOLOGIA DA ANÁLISE “PUSHOVER”

O EC8 prevê, no parágrafo 4.3.3.4.2, a utilização deste tipo de análise, remetendo para o seu Anexo B as informações sobre como aplicá-lo. O método aí detalhado é o N2 (proposto por Fajfar e Fischinger, 1988).

A realização de uma análise “pushover” passa pela determinação da curva de capacidade da estrutura, que é a relação entre a força de corte basal e o deslocamento no nó de controlo, situado no topo do edifício.

Este método combina a análise estática não linear de um sistema de n graus de liberdade com uma análise por espectro de resposta de um sistema equivalente de 1 grau de liberdade (Fajfar, 2000).

3.2.1 PASSOS DO MÉTODO N2

3.2.1.1 Modelação estrutural e definição da acção sísmica

A estrutura deverá ser definida num modelo que deverá caracterizar a resistência e o comportamento não linear dos elementos que compõem o sistema estrutural. De acordo com o EC8, parágrafo 4.3.3.4.1 (2), deverá utilizar-se para cada elemento uma relação força-deformação bilinear com rigidez nula pós-cedência ou relações trilineares que tenham em conta a rigidez pós-fendilhação. Para os elementos verticais, devem considerar-se os esforços axiais devidos às forças gravíticas. Estas forças gravíticas são aplicadas com a combinação:

$$\sum G_{K,j} + \sum \psi_{E,i} * Q_{K,i} \quad (3.1)$$

Em que:

$G_{K,j}$ – Valor característico das cargas permanentes

$\psi_{E,i}$ – Coeficiente de combinação para uma acção variável i , a utilizar no cálculo dos esforços sísmicos

$Q_{K,i}$ – Valor característico das cargas variáveis

As acções gravíticas separam-se em dois casos: acções permanentes (peso próprio, revestimentos, etc.) e acções variáveis, sendo que as últimas podem ou não estar presentes na estrutura. Os coeficientes de combinação $\psi_{E,i}$ têm em conta essa mesma possibilidade, reduzindo as sobrecargas de projecto.

$$\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2,i} \quad (3.2)$$

φ – Coeficiente de redução que tem em conta a possibilidade da presença do carregamento

3.2.1.2 Espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento

O espectro de resposta elástica para um sistema de 1 grau de liberdade da aceleração é transformado num espectro elástico de resposta no formato aceleração-deslocamento através da relação

:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} * S_a \quad (3.3)$$

Em que:

S_d – Valor espectral elástico do deslocamento

S_a – Valor espectral elástico da aceleração

T – Período da estrutura

O espectro toma então a forma apresentada:

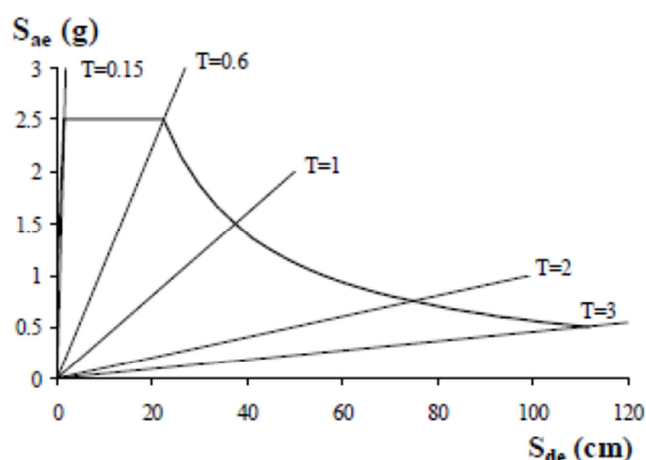


Figura 3.1 – Espectro de resposta elástica no formato aceleração-deslocamento (Fajfar, 2000)

Nos períodos superiores a 3 segundos o gráfico torna-se constante.

3.2.1.3 Curva de capacidade resistente

Faz-se uma análise “pushover” à estrutura onde, sob carregamentos verticais constantes, se aplicam diferentes distribuições de forças laterais até se atingir um certo deslocamento-alvo d_m^* (deslocamento no nó de controlo, geralmente no topo do edifício). Estas forças laterais pretendem simular as forças de inércia ao nível de cada piso devido à acção sísmica.

À medida que a intensidade do carregamento vai aumentando, diferentes elementos do edifício vão entrando em cedência, diminuindo, assim, a rigidez global da estrutura.

A escolha das distribuições laterais de forças é um passo crucial. Não existe uma distribuição unívoca de forças laterais, mas o número de distribuições que permitem obter resultados razoáveis é relativamente baixo e, dentro desta gama de distribuições, os resultados são semelhantes (Fajfar, 2000).

O EC8, no parágrafo 4.3.3.4.2.2 (1), indica quais as distribuições de cargas laterais que devem ser aplicadas:

1. Uma distribuição “uniforme”, baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura;
2. Uma distribuição “modal”, proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direcção considerada, determinada na análise elástica.

A distribuição é dada por:

$$F_i = m_i * \phi_i * p \quad (3.4)$$

Onde:

F_i – Intensidade de carregamento no piso i

m_i – Massa do piso i

ϕ_i – Componente da deformada do modo condicionante no piso i

p – Factor incremental que controla a intensidade do carregamento

Estas forças são aplicadas no centro de massa de cada piso. Contudo, para ter em conta efeitos acidentais de torção, o EC8, no parágrafo 4.3.2 (1) diz que deve ser considerada uma excentricidade acidental, e_{ai} , para ter em conta a incerteza na localização das massas e a variação espacial do movimento sísmico:

$$e_{ai} = 0,05 * L_i \quad (3.5)$$

Onde L_i é a dimensão do piso na direcção perpendicular à direcção da acção sísmica.

O deslocamento de controlo, d_n , deve variar, de acordo com o EC8, parágrafo 4.3.3.4.2.3 (1), entre 0 e 150% do deslocamento-alvo. Por sua vez, o deslocamento-alvo é definido em 4.3.4.2.6 e é dado pela exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elástica em termos do deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade.

Sabendo a distribuição de forças laterais e o deslocamento de controlo, pode-se traçar a curva de capacidade resistente que representa a força de corte basal (F_b) na estrutura vs o deslocamento no nó de controlo (d_n).

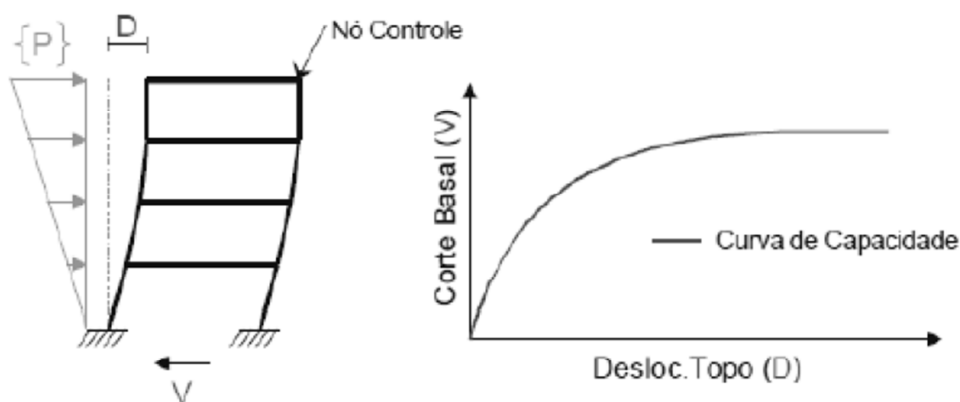


Figura 3.2 – Curva de capacidade resistente (Bento, 2003)

3.2.1.4 Sistema equivalente de 1 grau de liberdade

No método N2, o desempenho sísmico é determinado usando um espectro de resposta. O comportamento não linear da estrutura é tido em conta de forma explícita. Assim sendo, a estrutura deve ser modelada utilizando um sistema de 1 grau de liberdade (Fajfar, 2000). O EC8, no Anexo B, indica uma forma de se fazer essa passagem de um sistema de n graus de liberdade para um sistema equivalente de 1 grau de liberdade.

É definido Γ , denominado factor de transformação ou de participação modal, que controla a passagem de um sistema para outro. É dado por:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3.6)$$

Para se obter a curva de capacidade resistente do sistema de 1 grau de liberdade basta dividir os parâmetros da curva de capacidade resistente obtida no passo anterior por Γ :

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.7)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.8)$$

Interessa agora, para caracterizar o comportamento do sistema equivalente de 1 grau de liberdade de forma simplificada, traçar um diagrama idealizado elasto-perfeitamente plástico. O EC8 propõe um diagrama sem rigidez pós-cedência com a seguinte forma:

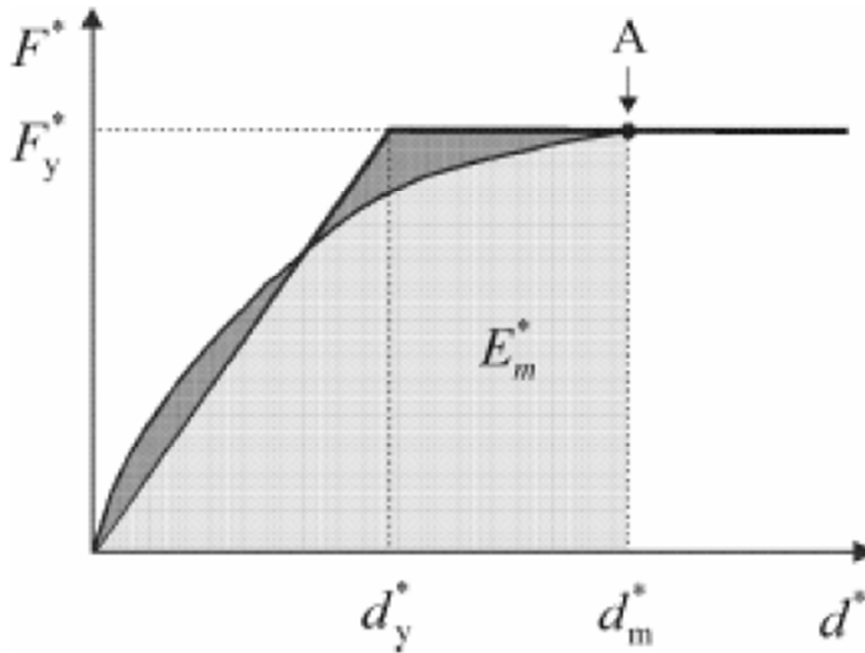


Figura 3.3 – Curva de capacidade resistente idealizada (EN 1998:2009)

F_y^* – Resistência última do sistema idealizado, representa também a força de corte na base para formação do mecanismo plástico

d_y^* – Deslocamento no limite da plasticidade do diagrama de capacidade resistente idealizado. É dado por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.9)$$

d_m^* – Deslocamento no limite da plasticidade da curva de capacidade resistente

E_m^* – Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico

A idealização bilinear deve ser feita de forma a que a área da curva abaixo e acima das rectas seja igual.

O período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade, T^* , é determinado através de:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.10)$$

3.2.1.5 Desempenho sísmico do sistema equivalente de 1 grau de liberdade

Pretende-se neste passo achar o deslocamento-alvo do sistema equivalente de 1 grau de liberdade. Para tal, o EC8, parágrafo B.5, indica que primeiro se deve calcular o deslocamento-alvo para o comportamento elástico ilimitado, d_{et}^* :

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.11)$$

Onde $S_e(T^*)$ é o valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período T^* .

O cálculo do deslocamento-alvo, d_t^* , que tem em conta o comportamento não linear da estrutura, é dividido em duas expressões: uma para estruturas com períodos curtos (onde $T^* < T_c$) e outra para períodos médios ou longos ($T^* \geq T_c$):

- Períodos curtos

Se $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$, a resposta é elástica e $d_t^* = d_{et}^*$;

Se $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$, a resposta é não linear e:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (3.12)$$

Onde q_u é a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado e na estrutura com resistência limitada $\frac{F_y^*}{m^*}$:

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (3.13)$$

- Períodos médios e longos

É assumido que o deslocamento-alvo d_t^* é igual ao deslocamento-alvo da estrutura com comportamento elástico ilimitado: $d_t^* = d_{et}^*$.

A relação entre estas grandezas, no sistema de eixos aceleração-deslocamento, está patente na Figura 3.4.

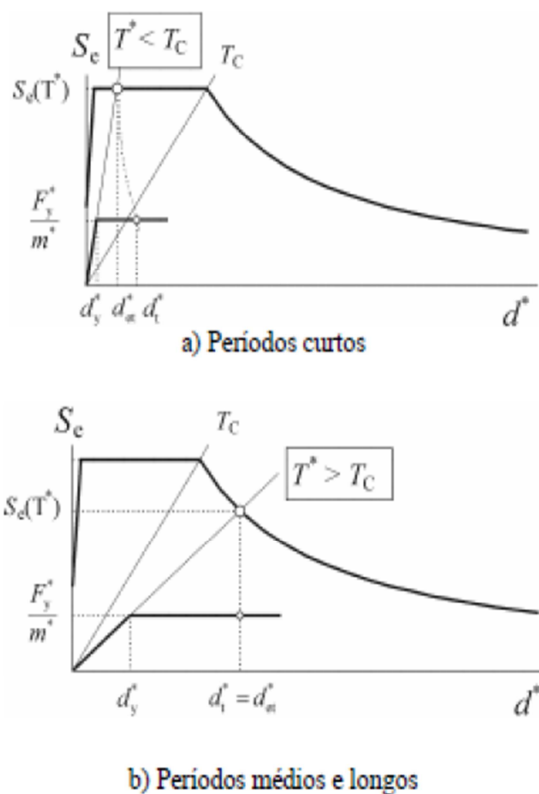


Figura 3.4 – Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de 1 grau de liberdade (EN 1998:2009)

3.2.1.6 Desempenho sísmico do sistema de n graus de liberdade

Obtido o deslocamento-alvo para o sistema equivalente de 1 grau de liberdade, d_t^* , basta multiplicar esse valor pelo factor de transformação Γ para se obter o deslocamento-alvo do sistema de n graus de liberdade, d_t :

$$d_t = \Gamma * d_t^* \quad (3.14)$$

A estrutura inicial, de vários graus de liberdade, é então levada até ao deslocamento-alvo, d_t , através da aplicação de forças laterais monotónicas (“pushover”), assumindo-se que os deslocamentos laterais assim obtidos se aproximam aos de uma acção dinâmica (Fajfar, 2000).

3.3 ANÁLISE “PUSHOVER” NO SAP2000

A análise estática não-linear é um recurso eficaz oferecido pela versão não linear do SAP2000. A análise “pushover” pode ser aplicada a modelos estruturais em duas ou três dimensões (Oguz, 2005).

Esta análise pode consistir num número qualquer de casos e cada caso de “pushover” pode ter sobre a estrutura uma distribuição de carga lateral diferente. Um caso de “pushover” pode começar com condições iniciais zero ou a partir do final de um caso de “pushover” anterior. No entanto, o SAP2000 permite a formação de rótulas plásticas durante o caso de carga “Gravidade”.

O programa SAP2000 permite também fazer a análise por controlo de força ou por controlo de deslocamentos.

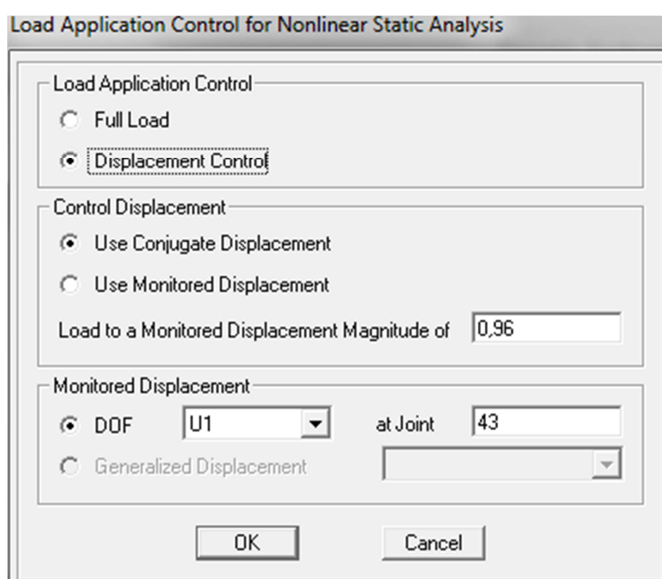


Figura 3.5 – Painel do SAP2000 onde é definido o deslocamento de controlo

Neste ponto serão usadas as designações presentes no programa de cálculo automático SAP2000, para facilitar a interacção com o mesmo.

A estratégia usada no SAP2000 é uma solução evento-a-evento, controlando os parâmetros na secção de “Options” do caso de análise “pushover”. Os campos “Maximum Saved Steps” e “Maximum Total Steps” permitem controlar o número de pontos gravados na análise “pushover”. Apenas os passos que resultam na alteração significativa da forma da curva “pushover” são salvos para output. “The Maximum Null Steps” é um contador cumulativo para a não-convergência numa etapa devido à sensibilidade numérica ou a falha catastrófica na estrutura. “Iteration Tolerance” e “Maximum Iteration/Step” são parâmetros de controlo para verificar o equilíbrio estático no fim de cada passo da análise.

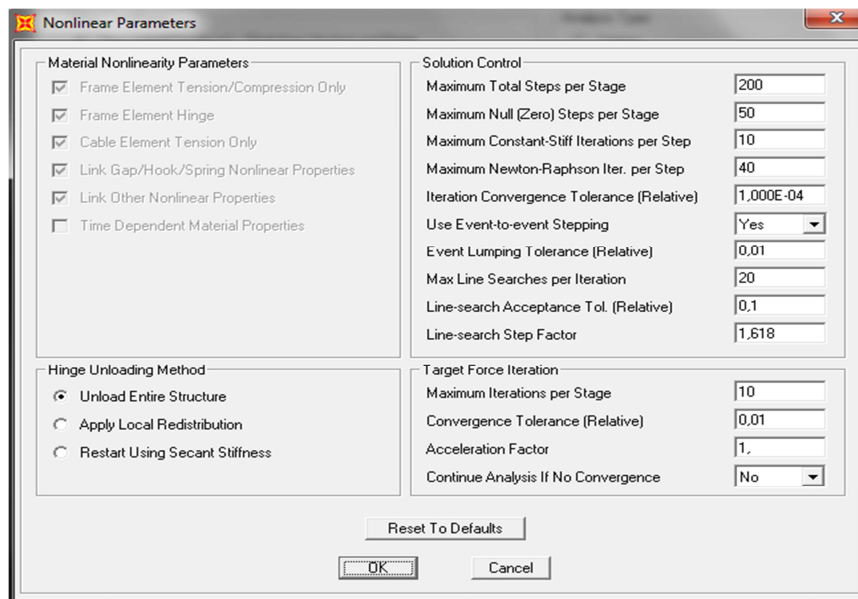


Figura 3.6 – Painel do SAP2000 onde é definido o método de descarga da rótula

As não linearidades geométricas podem ser consideradas através dos efeitos “P-delta” ou dos efeitos “P-delta plus large displacements”.

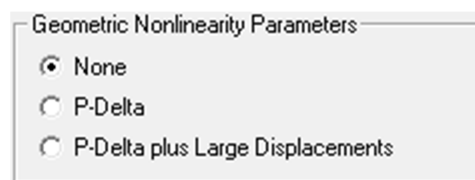


Figura 3.7 – Painel do SAP2000 onde são caracterizadas as não linearidades geométricas.

O comportamento não linear dos elementos estruturais é representado por rótulas especificadas no SAP2000 e a quebra de capacidade ocorre para uma rótula quando ela atinge um tramo da sua curva força-deslocamento com inclinação negativa durante a análise “pushover”.

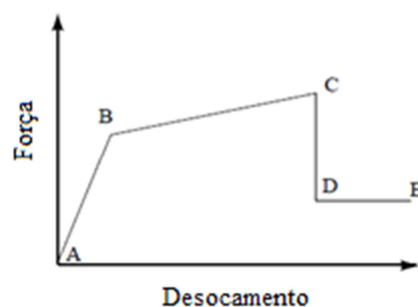


Figura 3.8 – Comportamento das rótulas representado segundo relação força-deslocamento

Essa descarga é instável numa análise estática e o programa SAP2000 oferece três modelos diferentes para remover a carga aplicada na rótula e redistribuí-la pelo resto da estrutura. Na opção “Unload Entire Structure”, quando a rótula atinge o ponto C na sua curva força-deslocamento, o programa prossegue tentando aumentar a força de corte basal. Se isto resultar no aumento da deformação lateral a análise continua. Se não, a força de corte basal é reduzida invertendo a carga lateral em toda a estrutura até que a força na rótula consistente com o valor no ponto D da sua curva força-deslocamento. Todos os elementos são descarregados e o deslocamento lateral é reduzido uma vez que a força de corte lateral é reduzida. Após a rótula estar totalmente descarregada, a força de corte basal é novamente aumentada, os deslocamentos laterais começam a aumentar e os outros elementos da estrutura começam a receber a carga que foi retirada à rótula. Se a descarga da rótula exige grandes reduções nas forças laterais e se duas cargas competem para descarregar, ou seja, quando uma rótula requer que a força aplicada aumente enquanto outra requer que a carga diminua, o programa irá falhar.

Na opção “Apply Local Redistribution” apenas o elemento que contém a rótula é descarregado em vez de descarregar toda a estrutura. Se o programa prosseguir reduzindo a força de corte basal quando a rótula atinge o ponto C, a descarga da rótula é efectuada aplicando uma carga interna, temporária, localizada e auto-equilibrada que descarrega o elemento. Uma vez que a rótula está descarregada, a carga temporária é invertida, transferindo a carga removida para os elementos vizinhos. Este método irá falhar se duas rótulas no mesmo elemento competirem para descarregar, ou seja, quando uma rótula exige o aumento da carga temporária enquanto outra requer a diminuição da mesma.

Na opção “Restart Using Secant Stiffness”, sempre que qualquer rótula atinge o ponto C na curva força deslocamento, todas as rótulas, que se tornaram não-lineares são reformuladas com propriedades de rigidez secante, e a análise é reiniciada. Este método pode falhar quando o esforço numa rótula sujeita a força da gravidade é suficientemente grande para que a rigidez secante seja negativa. Por outro lado, este método pode também fornecer soluções onde outros métodos falham devido a rótulas com pequenas inclinações negativas (quase horizontais).

Se a opção “Save Positive Increments Only” não estiver activada durante a análise “pushover”, as etapas em que ocorrem descargas nas rótulas também são salvas para representar as características do tramo de descarga da análise “pushover”. No entanto, se tiver esta opção activada a curva “pushover” representará uma envolvente dos pontos gravados.

Os efeitos destas opções estão ilustrados nas figuras 3.9, 3.10 e 3.11.

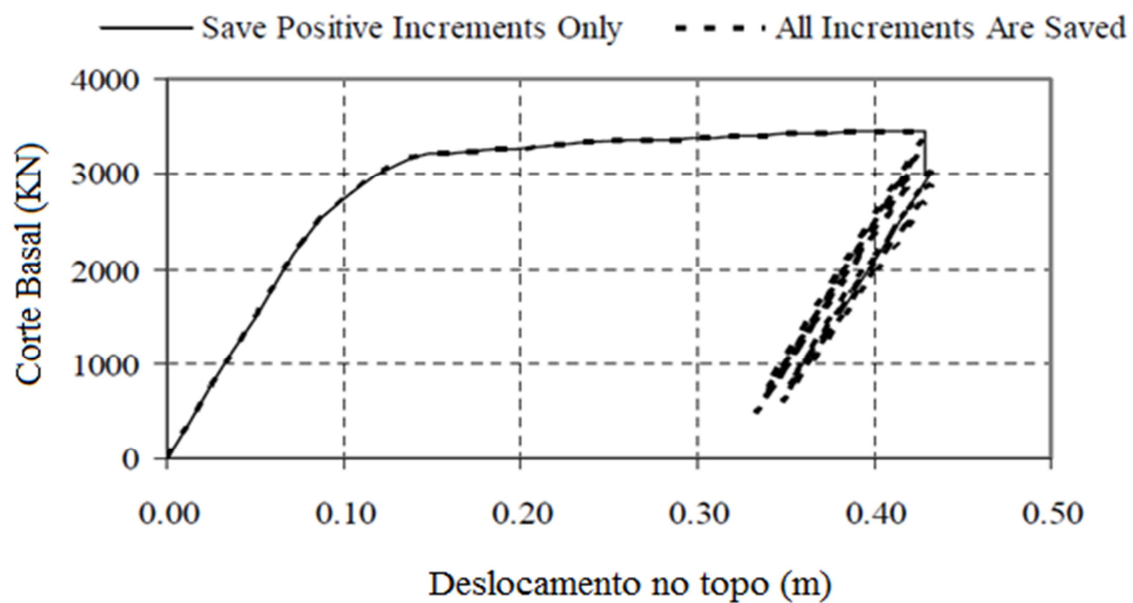


Figura 3.9 – Descarga do elemento usando a opção "Unload Entire Structure" (adaptada de Oguz, 2005)

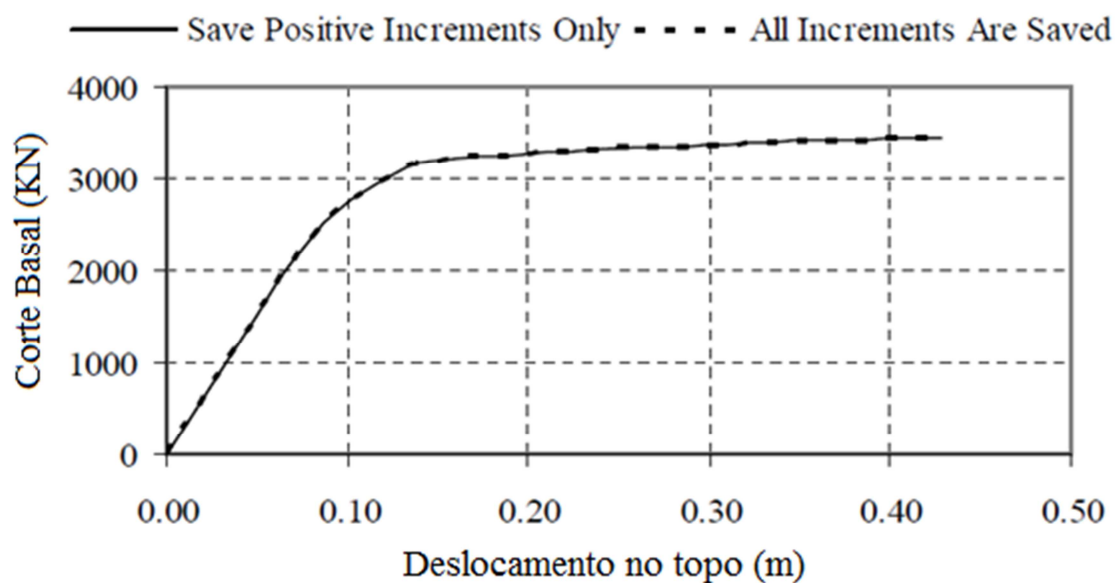


Figura 3.10 – Descarga do elemento usando a opção "Apply Local Redistribution" (adaptada de Oguz, 2005)

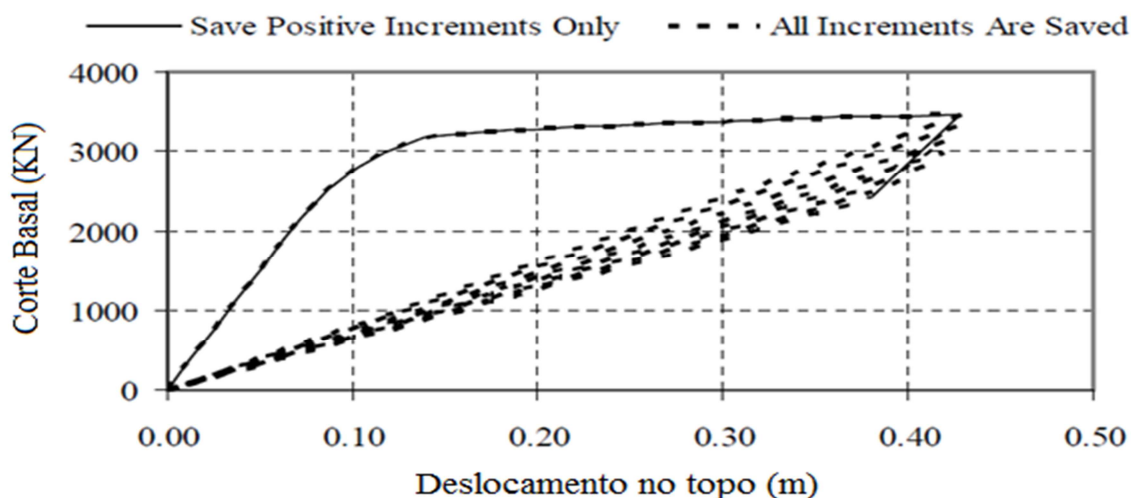


Figura 3.11 – Descarga do elemento usando a opção “Restart Using Secant Stiffness” (adaptada de Oguz, 2005)

Embora as curvas “pushover” obtidas em cada método apresentem os mesmos valores de corte basal e de deslocamento lateral máximo, a análise é geralmente efectuada usando as opções “Unload Entire Structure” e “Save Positive Increments Only” porque “Unload Entire Structure” é o método mais eficiente e usa um número moderado de passos, quer totais quer nulos (Oguz, 2005). Enquanto, o método “Apply Local Redistribution” requer um grande número de pequenos passos e passos nulos que não permitem que o tramo de descarga da curva “pushover” seja observado. O método “Restart Using Secant Stiffness” é o menos eficiente pois o número de passos aumenta como o quadrado do deslocamento alvo. É no entanto o método mais robusto (menos probabilidade de falhar), desde que a força de gravidade não seja muito elevada.

3.4 DESCRIÇÃO DO ELEMENTO NO SAP200

No programa SAP2000, um elemento estrutural é modelado como um elemento de forma linear com propriedades elásticas, e as características não-lineares na relação força-deslocamento de um elemento individual da estrutura são modeladas como rótulas representadas como uma série de segmentos de recta (Oguz, 2005). Essas características generalizadas podem ser representadas pela figura 3.12.

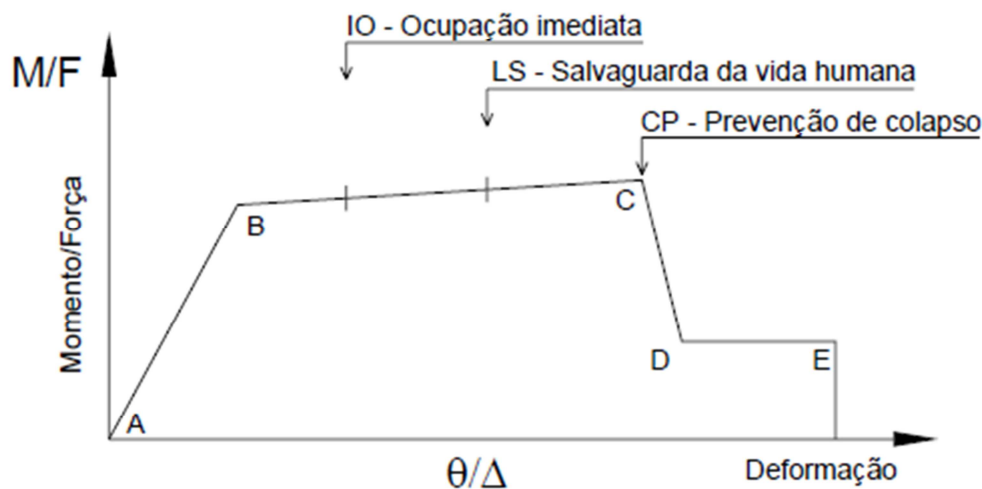


Figura 3.12 - Características não-lineares da relação força-deformação de uma rótula

O ponto A corresponde à condição sem carga e o ponto B representa o ponto de cedência do elemento. A ordenada do ponto C corresponde à resistência nominal e a abcissa do mesmo ponto corresponde à deformação em que a degradação significativa da resistência começa. A linha CD representa a degradação da capacidade resistente, sendo a resistência a partir do ponto C normalmente incerta. A resistência residual de D até E permite ao elemento estrutural aguentar as cargas gravíticas. Para além do ponto E (capacidade de deformação máxima), as cargas gravíticas não são mais resistidas.

Podem ser atribuídas rótulas a qualquer número de locais (potenciais pontos de plastificação) ao longo da extensão do elemento estrutural, bem como no fim do elemento. Podem ser definidas relações para momentos (M_2 e M_3), torção (T), esforço axial (P) e o esforço transversal (V_2 e V_3). Como o esforço axial de um pilar sujeito a cargas laterais se altera, consideram-se também rótulas P - M_2 - M_3 que são baseadas na interação do esforço axial com os momentos de curvatura na localização das rótulas. Além disso, mais de uma rótula pode ser atribuída no mesmo local de um elemento estrutural (Gomes, 2010).

Existem três tipos de rótulas no SAP2000. Elas são: rótulas com propriedades padrão, rótulas com propriedades definidas pelo utilizador e rótulas com propriedades geradas pelo programa. Apenas as rótulas com propriedades padrão e definidas pelo utilizador podem ser atribuídas a elementos estruturais. Quando essas propriedades são atribuídas a um elemento estrutural, o programa automaticamente cria uma nova rótula com propriedades geradas pelo programa por cada rótula atribuída.

As propriedades padrão da rótula não podem ser alteradas e são dependentes da secção. Quando estas propriedades são usadas o programa combina os critérios incorporados no SAP2000 com as propriedades da secção para gerar as propriedades finais. Os critérios incorporados no programa são baseados no ATC-40 e no FEMA-273 para estruturas de aço e betão.

As propriedades definidas pelo utilizador podem ser baseadas em propriedades padrão ou ser totalmente definidas pelo utilizador. Quando as propriedades definidas pelo utilizador não são

baseadas em propriedades padrão, podem ser visualizadas e modificadas. As propriedades geradas pelo programa podem ser vistas mas não podem ser alteradas.

3.4.1 RÓTULAS PLÁSTICAS CALCULADAS AUTOMATICAMENTE

Se se optar pela criação automática de rótulas, o SAP2000 implementa o procedimento patente no regulamento dos Estados Unidos FEMA-356. Este regulamento define a relação força-deslocamento impondo relações bilineares com rigidez pós-cedência (Figura 3.12).

Nestas relações, a recta entre A e B representa o comportamento elástico do elemento e o ponto C representa a força última (momento último, se estiverem a ser usadas relações momento-curvatura, por exemplo). O cálculo destes pontos depende do tipo de elemento e de rotura que se está a considerar – vigas controladas por flexão ou por corte, pilares controlados por esforço axial ou por flexão composta – fornecendo o regulamento tabelas para a sua definição. Cabe ao utilizador decidir que tipo de rótulas terá nos seus elementos (flexão, esforço normal, esforço transversal, torção, ou mesmo rótulas de interação P-M2-M3).

Em análise elástica, a presença das rótulas é ignorada pelo SAP2000, sendo contabilizadas apenas quando se efectua uma análise não linear. Nesta análise, o programa não considera o troço recto inicial entre A e B (visto que o comportamento linear é dado pelos elementos de barra e respectivos materiais), sendo o comportamento plástico definido a partir do ponto B, o ponto de cedência da secção.

Pese embora a evidente vantagem em termos de tempo e de cálculos a criação automática de rótulas plásticas pelo programa, o utilizador não tem praticamente nenhum controlo sobre este processo.

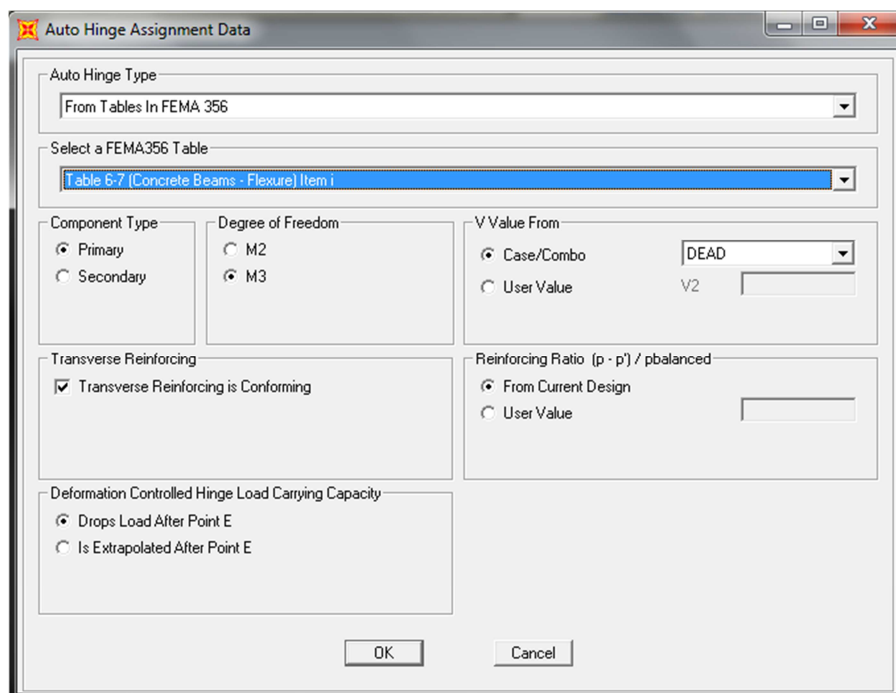


Figura 3.13 – Painel do SAP2000 para criação de rótulas com características padrão

3.4.2 RÓTULAS DEFINIDAS MANUALMENTE

As rótulas podem ser definidas manualmente introduzindo os valores da relação força-deslocamento para os pontos da curva referidos anteriormente, como se observa na figura 3.14.

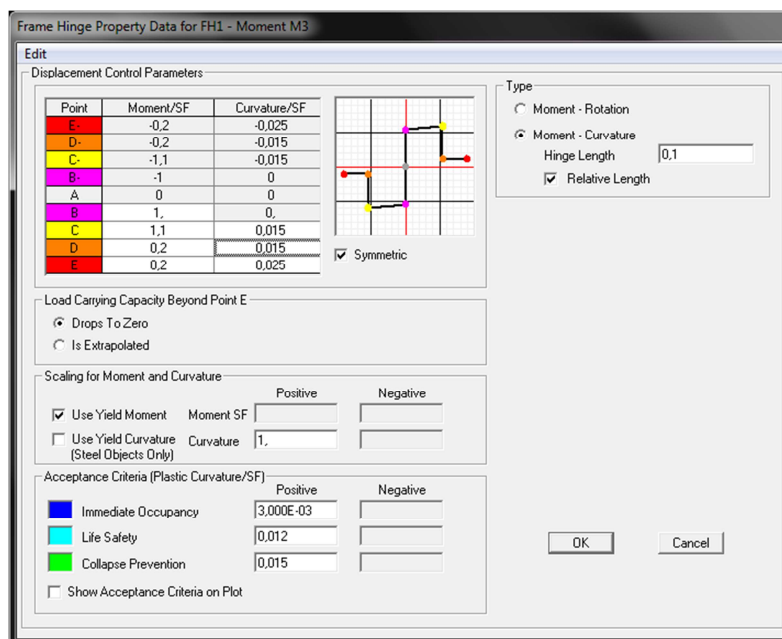


Figura 3.14 – Painel do SAP2000 para introdução manual das características da rótula

3.4.3 MODELOS FIBRAS

Neste *software* é também possível considerar as não linearidades associadas ao comportamento dos elementos estruturais recorrendo a uma modelação com não linearidade distribuída, definindo modelos de fibras.

Este utiliza um modelo de fibras tridimensional baseado em elementos finitos, com elementos de barra planos, sendo todas as análises tratadas como potencialmente não lineares tendo em conta a não linearidade material e geométrica. A distribuição da inelasticidade ao longo do comprimento dos elementos é explicitamente modelada através de uma formulação cúbica, permitindo uma estimativa precisa da distribuição de danos. O estado de tensão-extensão das secções dos elementos é obtido integrando a resposta individual uniaxial não linear de cada uma das fibras em que a secção do elemento foi dividida. Para a integração das equações da formulação cúbica que regem essa resposta não linear, são utilizados dois pontos de Gauss por elemento. O elemento é discretizado segundo o seu eixo longitudinal em vários elementos finitos. São atribuídos pontos de controlo ao longo do eixo longitudinal de cada filamento para controlar as extensões no centro do mesmo. As localizações destes pontos de controlo são as dos pontos de Gauss.

3.5 COMPRIMENTO E LOCALIZAÇÃO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Reconhece-se que os locais mais adequados para a formação de rótulas plásticas em pórticos sujeitos à flexão são as extremidades dos elementos estruturais. É possível verificar que um maior número de rótulas plásticas são necessárias para a formação de um mecanismo de colapso caso estas se formem nas extremidades das vigas, ao invés de se formarem nas extremidades dos pilares. Caso as rótulas se formem nas extremidades de todos os pilares de um determinado piso, o carregamento não pode aumentar e a plasticidade não pode evoluir ao longo da estrutura. Por outro lado, verifica-se que os pilares possuem, em geral, uma menor ductilidade passível de ser solicitada e que a formação de rótulas plásticas nestes elementos envolve um aumento significativo dos efeitos de segunda ordem, os quais podem conduzir ao colapso prematuro da estrutura (Coutinho, 2008).

Em geral, num pórtico de um edifício, o processo de fendilhação das secções de betão armado inicia-se nas extremidades das vigas ou dos pilares, devido ao facto de aí os esforços de flexão serem mais elevados, e consequentemente, onde se concentram as deformações não lineares devido ao comportamento inelástico dos materiais. Podendo assim, admitir-se que toda a não linearidade material está concentrada em zonas localizadas nas extremidades dos elementos do pórtico em estudo. Podendo assim, no cálculo de pórticos de edifícios, ser considerado o comportamento não linear dos materiais através da introdução de rótulas plásticas nessa mesma localização, associando-lhes lesões de comportamento momento - curvatura aos elementos em causa.

Relativamente à utilização do *software* SAP2000 (2005), vários autores propuseram expressões para o cálculo do comprimento de rótula plástica.

Foi proposta uma expressão para o cálculo do comprimento da rótula plástica L_p por Park e Paulay (1975), sendo esta caracterizada por ser uma expressão muito simples, dada pela equação (3.15), em que h é a altura da secção.

$$L_p = 0,5 * h \quad (3.15)$$

Posteriormente, um grupo da Universidade de Canterbury, focando-se na questão do comprimento da rótula plástica assumiu uma aproximação bilinear das relações momento-curvatura. A distribuição das curvaturas adoptada corresponde à consideração de uma aproximação elasto-plástica da relação momento - curvatura nas secções dos elementos de betão armado e ainda à consideração de uma zona de comprimento L_p , onde se concentra a deformação plástica correspondente a uma curvatura plástica constante. Na realidade, nem as relações momento-curvatura são bilineares, nem existe uma zona de curvatura plástica constante. Contudo, baseando-se nestes resultados, Priestley e Park (1984) propuseram a expressão da equação (3.16) para o cálculo do comprimento de rótula L_p , em que l é o comprimento do elemento e d_b é o diâmetro dos varões da armadura longitudinal.

$$L_p = 0,08 * l + 6 * d_b \quad (3.16)$$

Mais recentemente, Priestley et al. (1996) propuseram uma expressão, na qual admitiram que, quer a distância da secção crítica ao ponto de momentos nulos, quer a tensão de cedência da armadura

longitudinal e o seu diâmetro têm influência no valor do comprimento de rótula plástica. Esta expressão é dada na equação (3.17), onde l_c é a distância da rótula plástica ao ponto de momentos nulos, f_{ye} é a tensão de cedência dos varões longitudinais e d_b o seu diâmetro.

$$L_p = 0,08 * l_c + 0,022 * f_{ye} * d_b \geq 0,044 * f_{ye} * d_b \quad (3.17)$$

No que diz respeito à localização das rótulas, ainda no âmbito do mesmo programa mencionado acima, estuda-se apenas o caso da introdução da rótula plástica a uma distância igual a metade do comprimento de rótula relativamente à extremidade dos elementos, uma vez que fornece resultados de maior validade, comparativamente à introdução da rótula na extremidade do elemento em consideração.

4

ESTUDOS PARAMÉTRICOS DA COLISÃO DE EDIFÍCIOS

4.1 DESCRIÇÃO DOS EDIFÍCIOS

A modelação dos edifícios foi baseada no artigo de Shakya, Wijeyewickrema e Ohmachi (2007), usando os dados e resultados do mesmo para calibração do modelo aqui apresentado.

Foram considerados dois modelos de edifícios residenciais. No primeiro definiram-se dois edifícios, um de seis pisos com pé-direito de 4,5 metros no primeiro piso e 3 metros nos restantes. O outro edifício tem 8 pisos com pé-direito igual a 3 metros em todos os pisos, sendo neste modelo estudada a colisão piso-pilar (Figura 4.1).

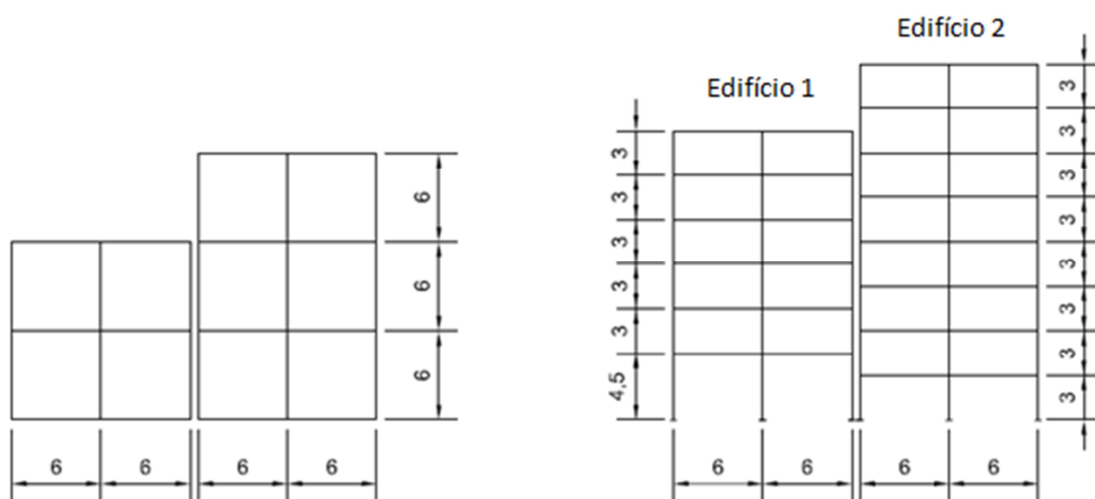


Figura 4.1 – Planta e alçado dos dois edifícios para o modelo de colisão piso-pilar

No segundo modelo estudou-se colisão piso-piso. Considerando-se apenas uma alteração em relação ao modelo anterior no que diz respeito ao pé-direito do edifício 1, no primeiro piso, que passou de 4,5 para 3 metros, como se verifica na Figura 4.2.

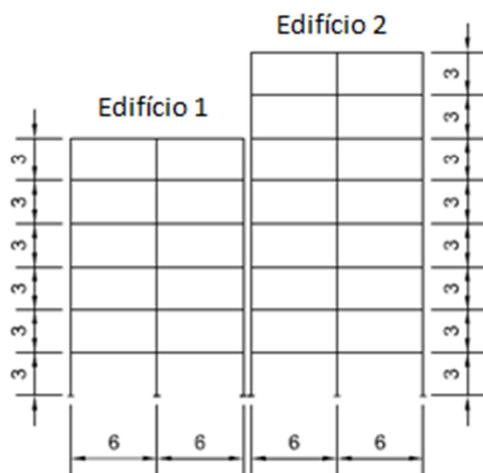


Figura 4.2 – Alçado dos dois edifícios para o modelo de colisão piso-piso

Ambos os modelos foram dimensionados em betão armado, considerando o betão com: resistência à compressão $f_c' = 27 \text{ N/mm}^2$, peso volúmico $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$, coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$ e módulo de elasticidade $E_c = 25 \text{ GPa}$. Apesar do Eurocódigo 2 não prever valores tão reduzidos para o módulo de elasticidade, considerou-se este valor para ser coerente com o modelo de calibração anteriormente referido. As armaduras em aço consideraram-se com tensão de cedência de $f_y = 414 \text{ N/mm}^2$.

Admitiram-se cargas permanentes de 1 kN/m^2 devido às paredes divisórias, sobrecargas de 1 kN/m^2 nas lajes de cobertura e 2 kN/m^2 nas restantes.

Os pisos dos edifícios são compostos por lajes maciças de 180 mm e vigas de 300 mm x 500mm. As dimensões das sapatas estão representadas no Quadro 4.1 e na Figura 4.3.

Quadro 4.1 – Dimensões das sapatas

Pórtico	A	B/C	D/E	F
1			8,15 x 3,00 x 0,50	3,50 x 3,50 x 0,45
2	3,00 x 3,00 x 0,40	8,20 x 2,10 x 0,40	8,45 x 4,20 x 0,60	4,75 x 4,75 x 0,60
3	4,00 x 4,00 x 0,50	8,00 x 3,70 x 0,60	8,45 x 4,20 x 0,60	4,75 x 4,75 x 0,60
4	3,00 x 3,00 x 0,40	8,20 x 2,10 x 0,40	8,15 x 3,00 x 0,50	3,50 x 3,50 x 0,45

Todas as dimensões estão em metros.

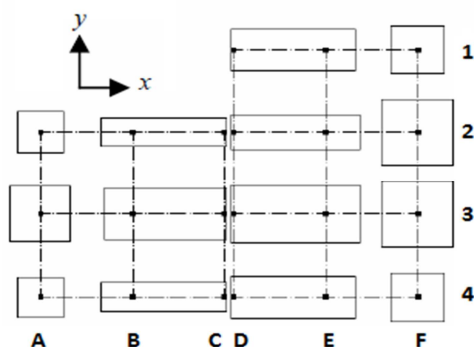


Figura 4.3 – Localização das sapatas e pilares

As dimensões dos pilares e as suas respectivas armaduras estão definidas no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Dimensão dos pilares e armaduras

Piso	Pórtico	A/C	B	D/F	E
1	1			C1 - 4Ø25+4Ø16	C2 - 4Ø28+8Ø20
2				C1 - 4Ø25+4Ø16	C2 - 4Ø25+8Ø20
3				C1 - 4Ø20+4Ø16	C2 - 4Ø25+8Ø16
4 - 8				C1 - 8Ø16	C2 - 8Ø16
1	2	C1 - 8Ø16	C2 - 4Ø25+12Ø16	C2 - 8Ø25+4Ø20	C3 - 8Ø28+4Ø20
2		C1 - 8Ø16	C2 - 12Ø16	C2 - 4Ø25+8Ø20	C3 - 4Ø28+8Ø20
3		C1 - 8Ø16	C2 - 12Ø16	C2 - 4Ø20+8Ø16	C3 - 12Ø20
4 - 6		C1 - 8Ø16	C2 - 12Ø16	C2 - 8Ø16	C3 - 12Ø20
7 - 8				C2 - 8Ø16	C3 - 12Ø20
1	3	C2 - 8Ø20	C3 - 12Ø28	C2 - 8Ø25+4Ø20	C3 - 8Ø28+4Ø20
2		C2 - 8Ø20	C3 - 8Ø28+4Ø16	C2 - 4Ø25+8Ø20	C3 - 4Ø28+8Ø20
3		C2 - 8Ø20	C3 - 4Ø28+8Ø16	C2 - 4Ø20+8Ø16	C3 - 12Ø20
4 - 6		C2 - 8Ø20	C3 - 8Ø16	C2 - 8Ø16	C3 - 12Ø20
7 - 8				C2 - 8Ø16	C3 - 12Ø20
1	4	C1 - 8Ø16	C2 - 4Ø25+12Ø16	C1 - 4Ø25+4Ø16	C2 - 4Ø28+8Ø20
2		C1 - 8Ø16	C2 - 12Ø16	C1 - 4Ø25+4Ø16	C2 - 4Ø25+8Ø20
3		C1 - 8Ø16	C2 - 12Ø16	C1 - 4Ø20+4Ø16	C2 - 4Ø25+8Ø16
4 - 6		C1 - 8Ø16	C2 - 12Ø16	C1 - 8Ø16	C2 - 8Ø16
7 - 8				C1 - 8Ø16	C2 - 8Ø16

C1 : 360 mm x 360 mm

C2 : 450 mm x 450 mm

C3 : 500 mm x 500 mm

4.2 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

Foram efectuados vários estudos paramétricos com a finalidade de observar as alterações nas forças de impacto entre dois edifícios adjacentes. Os parâmetros sujeitos a análise foram: características dos elementos de contacto, características do betão, ponto de impacto, comprimentos dos vãos, altura dos pisos, aceleração sísmica actuante com diferentes distâncias de separação entre edifícios e a variabilidade da acção sísmica. Todos os estudos paramétricos tiveram por base o modelo de colisão piso-piso com afastamento de 5cm entre os edifícios sujeitos a uma excitação sísmica com as acelerações registadas no sismo de 1995 em Kobe (0 KJMA Station, PGA = 0.821g). Deu-se especial atenção a este modelo pois é o estritamente compatível com o intervalo de tempo disponível para análise de resultados; seria temporalmente impossível estudar ambos os modelos de colisão para este trabalho de tese de mestrado integrado (ver considerações sobre durações temporais de análise no ponto 4.3 deste documento).

Para análise dos resultados foi necessário definir a localização dos elementos de ligação usados em ambos os modelos como representado nas Figuras 4.4 e 4.5.

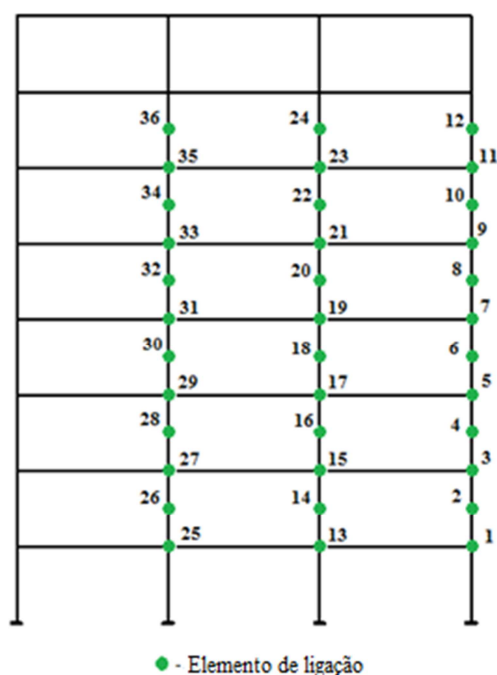


Figura 4.4 – Vista lateral do edifício 2 com localização dos elementos de ligação para o modelo de colisão piso-pilar

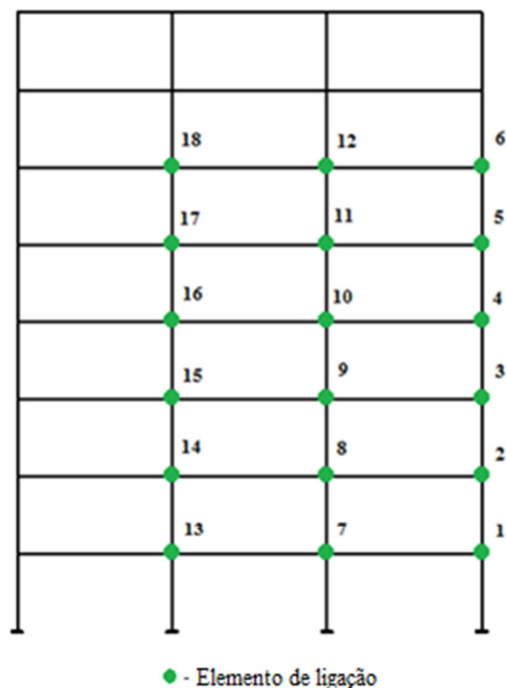


Figura 4.5 – Vista lateral do edifício 2 com localização dos elementos de ligação para o modelo de colisão piso-piso

4.2.1 MODELO DE CALIBRAÇÃO

Como referido anteriormente, para calibração dos resultados foi utilizado o modelo apresentado no artigo de Shakya, Wijeyewickrema e Ohmachi (2007). Para tal foi feita a modelação dos edifícios com as características já apresentadas para o modelo de colisão piso-pilar. Na Figura 4.6 está representada a evolução das forças de impacto para o elemento de ligação nº 24, registadas no artigo acima referido com edifícios sujeitos a uma excitação sísmica com as acelerações registadas no sismo de 1995 em Kobe (0 KJMA Station, PGA = 0.821g).

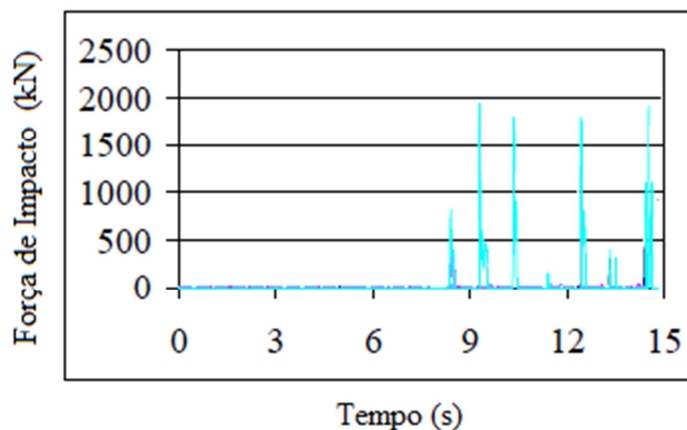


Figura 4.6 – Evolução das forças de impacto para o modelo de calibração (adaptada de Shakya *et al.*, 2007)

Estes resultados foram comparados com a resposta obtida para o mesmo elemento de ligação do modelo aqui apresentado (Figura 4.7).

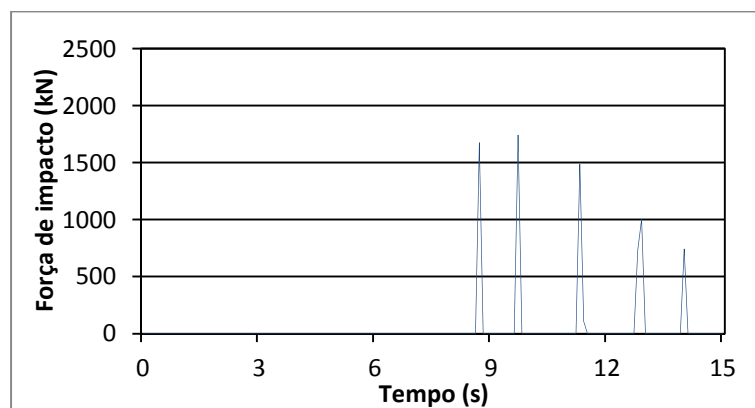


Figura 4.7 – Evolução das forças de impacto para o modelo estudado

Constatou-se, que tanto para o número de colisões observadas como para as forças de impacto, os resultados são bastante semelhantes. Obtendo-se valores de força de impacto cerca de 10 a 15% inferiores aos do artigo usado como calibração. Sendo que neste modelo não são considerados diafragmas rígidos, permitindo assim melhor redistribuição de esforços conduzindo a essa diminuição. A partir dos 12 segundos verifica-se uma diferença mais considerável, que pode ser devida ao valor de amortecimento utilizado nos elementos de ligação, uma vez que o artigo não refere o valor usado. É também importante salientar que os autores deste modelo usaram intervalos de integração numérica muito menores do que os presentes neste documento, pois não seria possível efectuar análises tão detalhadas devido ao escasso tempo disponível e ao elevado esforço computacional exigido para as efectuar (Quadro A.1 - Anexo A), obtendo assim resultados mais pormenorizados.

Ainda com a finalidade de aferir a adequabilidade deste modelo foram estudados os deslocamentos relativos máximos nos nós dos pilares localizados em C3 (Figura 4.3). Comparando-se esses resultados (Figura 4.9) com os obtidos para a mesma localização no modelo usado como calibração, representados na Figura 4.8.

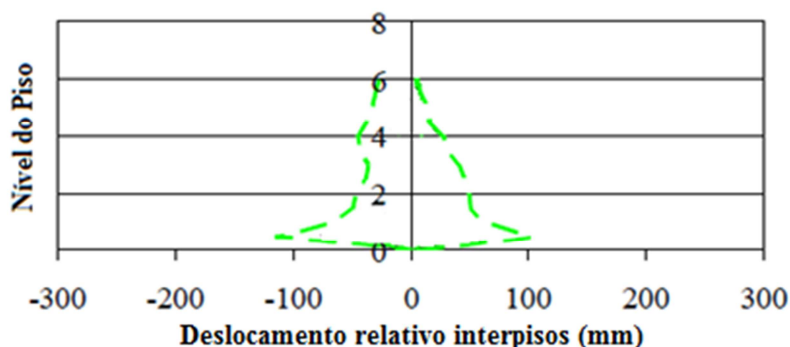


Figura 4.8 – Deslocamento relativo interpisos máximo para o modelo de calibração (adaptada de Shakya *et al.*, 2007)

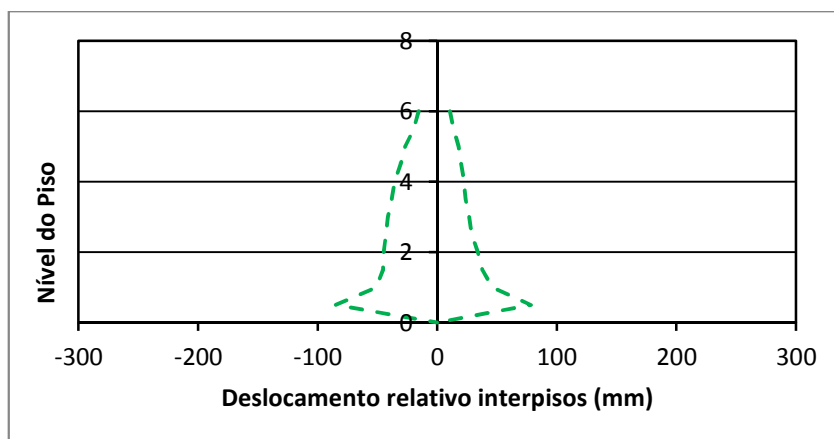


Figura 4.9 – Deslocamento relativo interpisos máximo para o modelo estudado

Obtiveram-se resultados muito semelhantes, apesar dos deslocamentos relativos máximos no modelo estudado neste documento serem ligeiramente inferiores aos apresentados no modelo usado como calibração.

Apesar dos factos mencionados obtiveram-se valores bastante realistas, prosseguindo-se assim o estudo paramétrico para as restantes variáveis utilizando este modelo como referência para controlar os resultados obtidos.

4.2.2 CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS DE CONTACTO

A colisão entre edifícios adjacentes é simulada no programa de cálculo automático SAP2000 e para tal, como referido anteriormente, é necessário recorrer a elementos de ligação. Neste estudo utilizaram-se dois modelos diferentes, um elemento linear com abertura (Figura 4.10), já descrito no ponto 2.3.1 do presente documento, e um elemento linear com abertura combinado com um elemento Kelvin-Voigt (Figura 4.11), descrito no ponto 2.3.4.

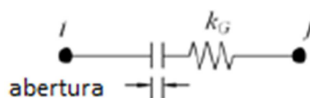


Figura 4.10 – Elemento linear com abertura

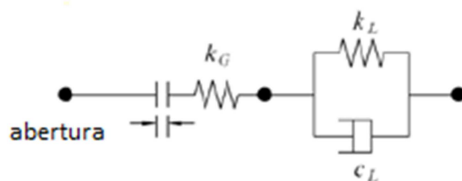


Figura 4.11 – Elemento linear com abertura combinado com elemento Kelvin-Voigt

No que diz respeito ao elemento com abertura foram estudados os efeitos da variação do valor da sua rigidez. Quanto ao segundo foi efectuado estudo paramétrico sobre os efeitos da alteração do valor do coeficiente de amortecimento a utilizar nas forças de impacto e no número de colisões verificadas durante a acção sísmica.

4.2.2.1 Elemento com abertura

Para dimensionamento deste elemento é necessário calcular a rigidez axial do piso. Como todos os pisos do mesmo edifício têm iguais características apenas se apresentam aqui calculadas as rigidezes de um piso de cada edifício.

$$k_1 = \frac{EA}{L} = \frac{25 * 10^6 * 2,16}{6} = 9000000 \text{ kN/m}$$

$$k_2 = \frac{EA}{L} = \frac{25 * 10^6 * 3,24}{6} = 13500000 \text{ kN/m}$$

Como referido anteriormente, o valor de k_G a usar deve ser da mesma ordem de grandeza da rigidez axial do piso por isso foi considerado $k_G = 11000 \text{ MN/m}$ quer no modelo de colisão piso-piso quer no modelo de colisão piso-pilar, sendo também analisados valores de rigidez iguais a 15000 MN/m e 5000 MN/m para observar a influência deste parâmetro no valor das forças de impacto.

4.2.2.1.1 Resultados para colisão piso-piso

Nas figuras seguintes são apresentados os resultados para o elemento de ligação nº 12 do modelo de colisão piso-piso, observando-se a evolução das forças de impacto ao longo dos primeiros 15 segundos de duração da actividade sísmica.

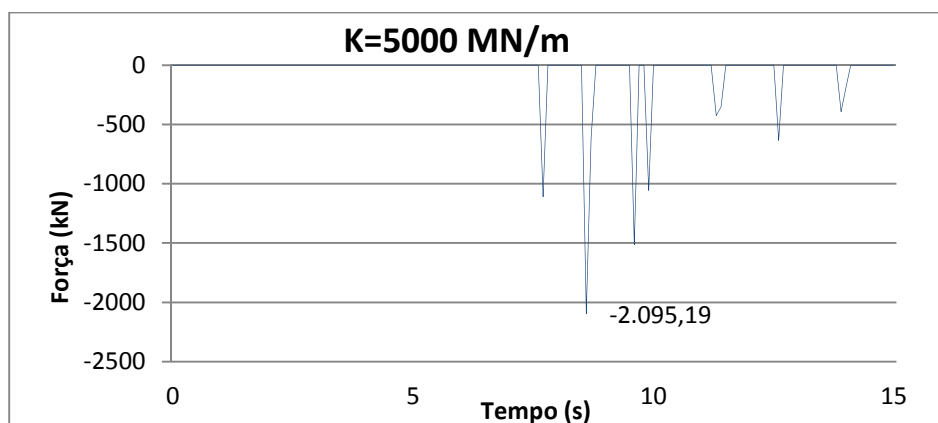


Figura 4.12 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com rigidez de 5000MN/m

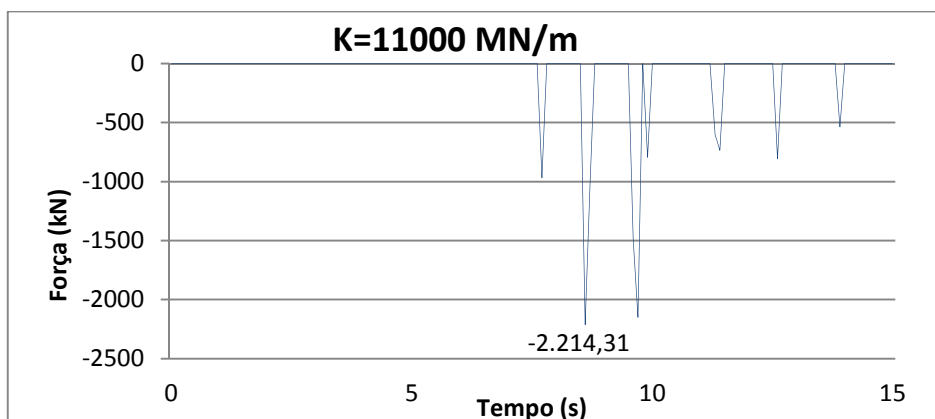


Figura 4.13 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com rigidez de 11000MN/m

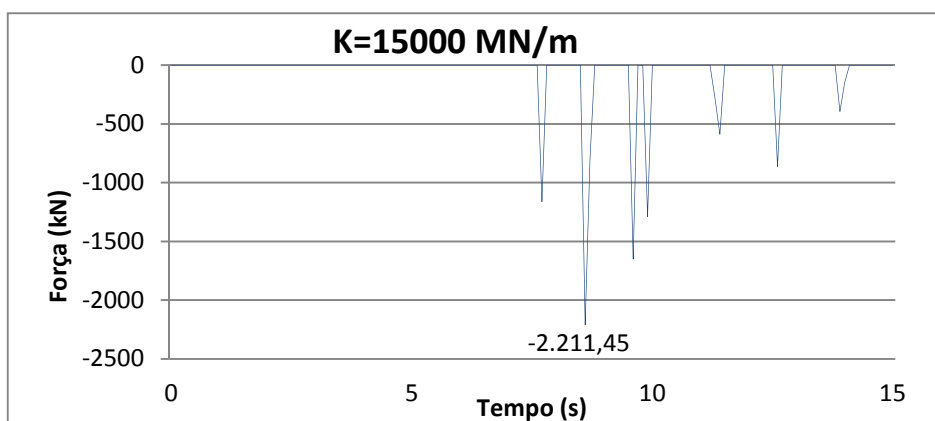


Figura 4.14 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com rigidez de 15000MN/m

Verificou-se que a variação da rigidez do elemento de ligação teve pouca influência nas forças de impacto. Isto deve-se à dependência que a força revela quer em relação à rigidez do elemento de ligação quer em relação à distância de penetração entre os dois edifícios, como representado na equação (2.9) do presente documento. Sendo assim, com o aumento da rigidez no elemento de ligação diminui-se a distância de penetração entre os dois edifícios, mantendo-se os valores da força de colisão muito semelhantes.

4.2.2.1.2 Resultados para colisão piso-pilar

Neste ponto são apresentadas as variações da força de impacto durante os primeiros 15 segundos de duração da acção sísmica no elemento de ligação nº 24 do modelo de colisão piso-pilar.

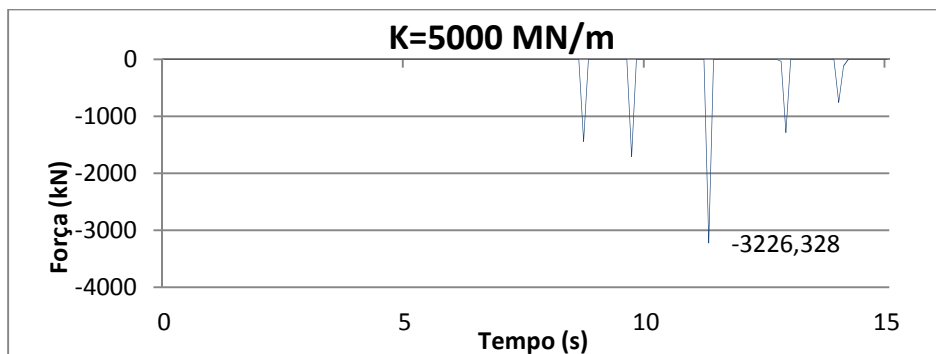


Figura 4.15 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-pilar com rigidez de 5000MN/m

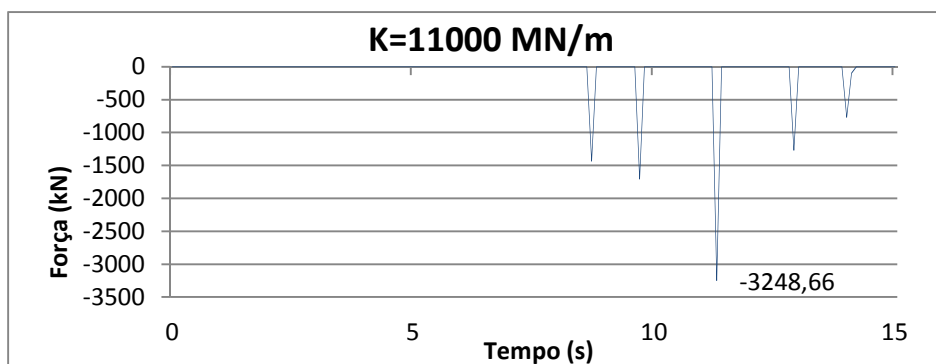


Figura 4.16 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-pilar com rigidez de 11000MN/m

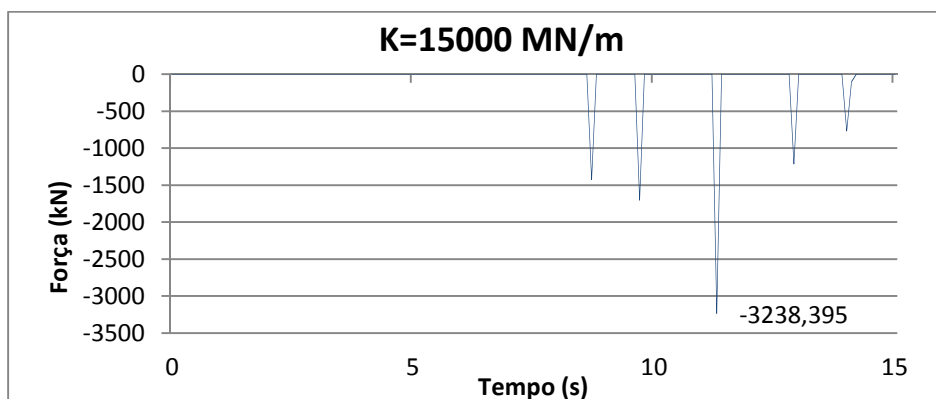


Figura 4.17 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-pilar com rigidez de 15000MN/m

À semelhança do que ocorre no modelo de colisão piso-piso também neste se verificou uma variação insignificante de resultados com as diferentes rigidezes consideradas. Remetendo-se as justificações para os comentários atribuídos ao modelo de colisão piso-piso.

Para além deste modelo de ligação não considerar a dissipação de energia ao longo da colisão, estas observações também demonstram a necessidade de incluir um modelo de ligação mais completo como é o caso do elemento linear com abertura combinado com o elemento Kelvin-Voigt.

4.2.2.2 Elemento com abertura combinado com elemento Kelvin-Voigt

Para o dimensionamento deste elemento é necessário calcular a massa dos pisos de ambos edifícios. Utilizando a combinação quase permanente de acções ($\sum G_K + \sum \psi_2 * Q_K$), com $\psi_2 = 0,2$ para edifícios residenciais.

Cálculo das massas dos pisos de cobertura:

$$m_1 = \frac{(25 * 0,18 + 0,2 * 1) * 1000 * 12 * 12}{9,81} = 68991 \text{ kg}$$

$$m_2 = \frac{(25 * 0,18 + 0,2 * 1) * 1000 * 12 * 18}{9,81} = 103486 \text{ kg}$$

Cálculo das massas dos restantes pisos:

$$m_1 = \frac{(25 * 0,18 + 1 * 0,2 * 1) * 1000 * 12 * 12}{9,81} = 83670 \text{ kg}$$

$$m_2 = \frac{(25 * 0,18 + 1 + 0,2 * 1) * 1000 * 12 * 18}{9,81} = 125505 \text{ kg}$$

Cálculo das massas dos pilares:

$$m_{c1} = \frac{25 * 0,36 * 0,36 * 1000}{9,81} = 330 \text{ kg/m}$$

$$m_{c2} = \frac{25 * 0,45 * 0,45 * 1000}{9,81} = 516 \text{ kg/m}$$

$$m_{c3} = \frac{25 * 0,50 * 0,50 * 1000}{9,81} = 637 \text{ kg/m}$$

Para este modelo de ligações de contacto são usadas as características já mencionadas no ponto 2.5.4 deste documento, sendo calculado o coeficiente de amortecimento do elemento pela equação (2.16).

4.2.2.2.1 Modelo de colisão piso-piso

Com este modelo de colisão considerara-se que as massas em colisão são as massas do piso de cada uma das estruturas que se encontram ao mesmo nível, sendo assim necessário calcular o valor do coeficiente de amortecimento para os elementos de ligação situados no topo do edifício 1, pois apresenta massa diferente, e para os restantes elementos de ligação.

Cálculo do amortecimento nos elementos de ligação ao nível do piso de cobertura do edifício 1:

$$c = -2 * \ln 0,65 * \sqrt{\frac{93500000 * 68991 * 125505}{[\pi^2 + (\ln 0,65)^2] * (68991 + 125505)}} = 554333 \text{ N.seg/m}$$

Cálculo do amortecimento nos restantes elementos de ligação:

$$c = -2 * \ln 0,65 * \sqrt{\frac{93500000 * 83670 * 125505}{[\pi^2 + (\ln 0,65)^2] * (83670 + 125505)}} = 588654 \text{ N.seg/m}$$

Como se verificaram valores de amortecimento muito semelhantes consideraram-se todos os elementos de contacto com iguais valores de amortecimento. O estudo paramétrico foi efectuado admitindo quatro valores diferentes de amortecimento, 300 kN.seg/m, 600 kN.seg/m, 1200 kN.seg/m e 1800 kN.seg/m.

É apresentada nas figuras seguintes a evolução das forças de impacto no elemento de ligação nº 12 do modelo de colisão piso-piso para os vários amortecimentos considerados no elemento de ligação.

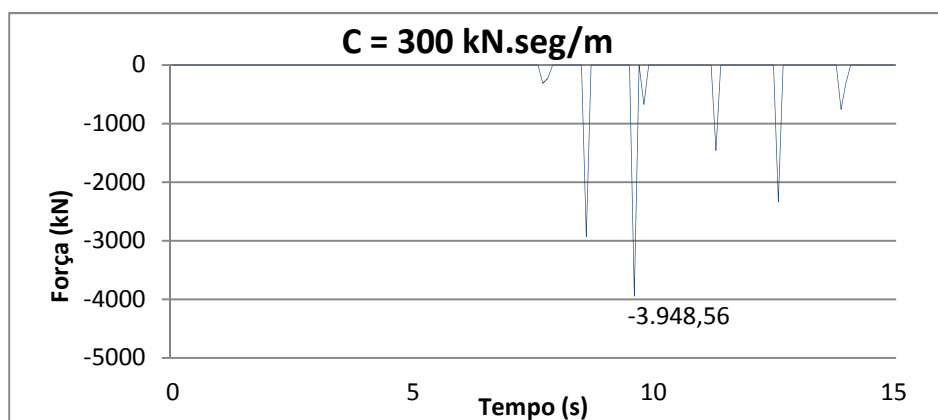


Figura 4.18 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com amortecimento de 300kN.seg/m

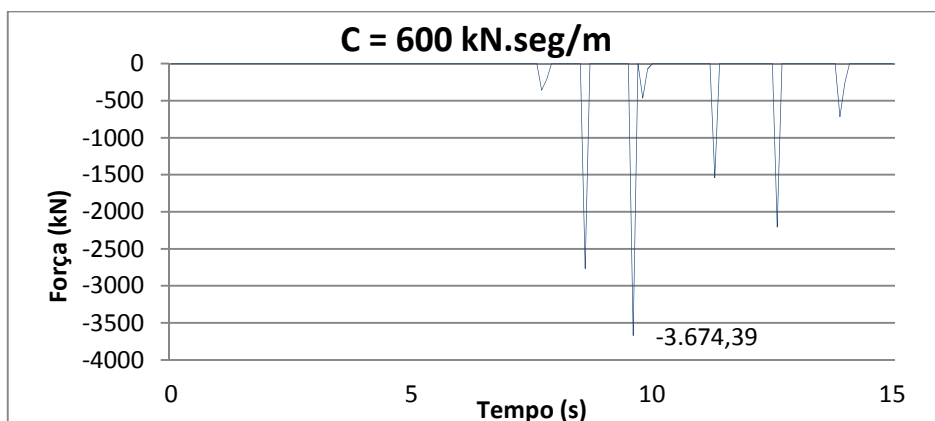


Figura 4.19 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com amortecimento de 600kN.seg/m

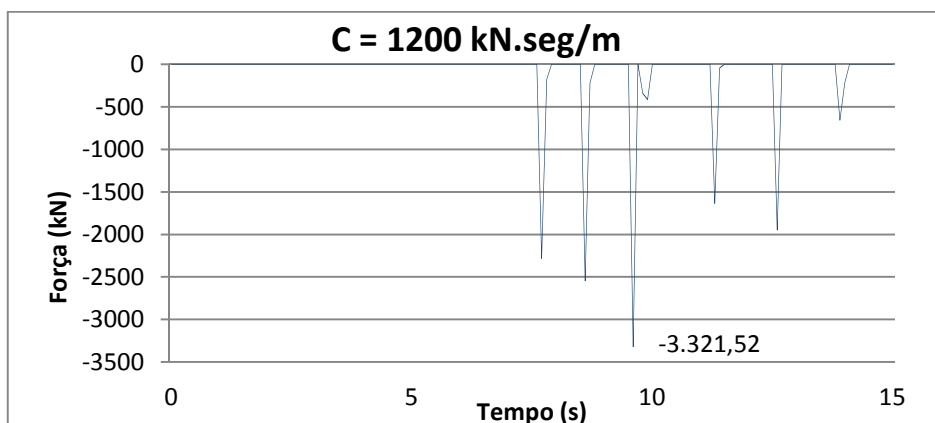


Figura 4.20 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com amortecimento de 1200kN.seg/m

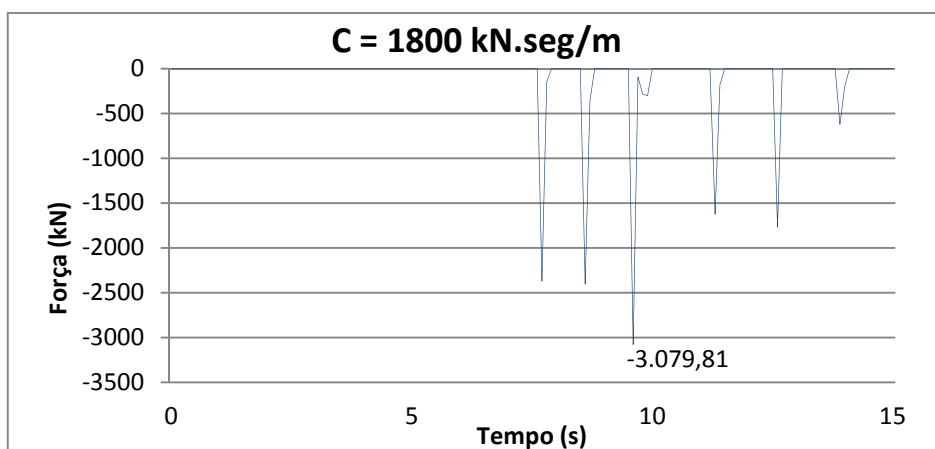


Figura 4.21 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-piso com amortecimento de 1800kN.seg/m

Verificou-se que em praticamente todos os instantes de contacto 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 únicas excepções a este facto foram as forças de impacto no primeiro instante de colisão para os modelos com colisão com amortecimento igual a 1200 e 1800 kN.seg/m. Suspeitou-se que tal se devesse ao intervalo de integração numérica usado, pois com a variação do amortecimento nos elementos de ligação também se altera a duração do impacto. Como se usaram intervalos de integração (I.I.) não muito pequenos, devido ao elevado número de horas que o programa de cálculo automático SAP2000 demora a correr este tipo de análises, podem escapar alguns instantes de colisão. Para despistar esta situação foram efectuadas análises aos quatro modelos diminuindo o intervalo de integração para metade do valor utilizado (Figuras 4.22 e 4.23). Estes resultados estão apresentados na Figura 4.23 onde se pode observar a variação da força de impacto no elemento de ligação nº 12 durante os instantes de colisão mais significativos. Sendo que na Figura 4.22 está representada essa mesma variação para os modelos atrás estudados, para melhor se compreender tanto o problema referido com as alterações evidenciadas pela alteração do valor do intervalo de integração numérica.

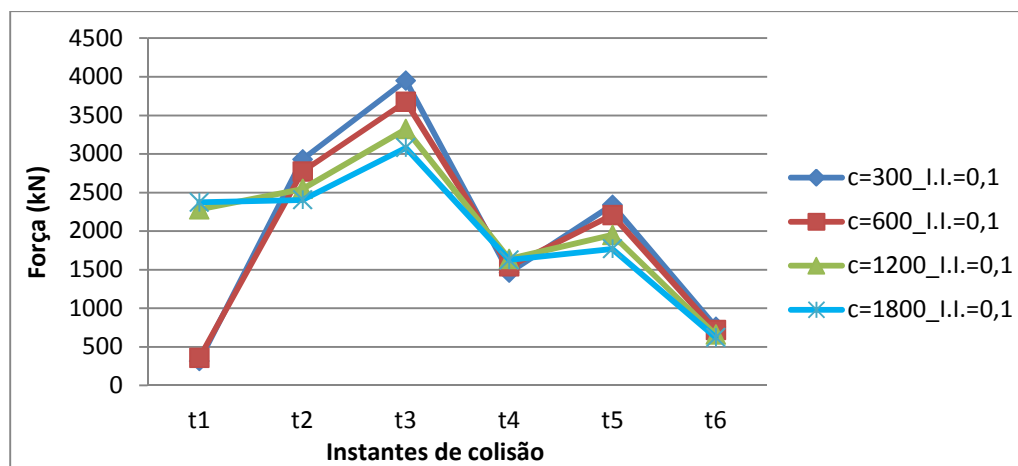


Figura 4.22 – Variação da força de impacto para os principais instantes de colisão analisada com intervalos de integração de 0,1 segundos

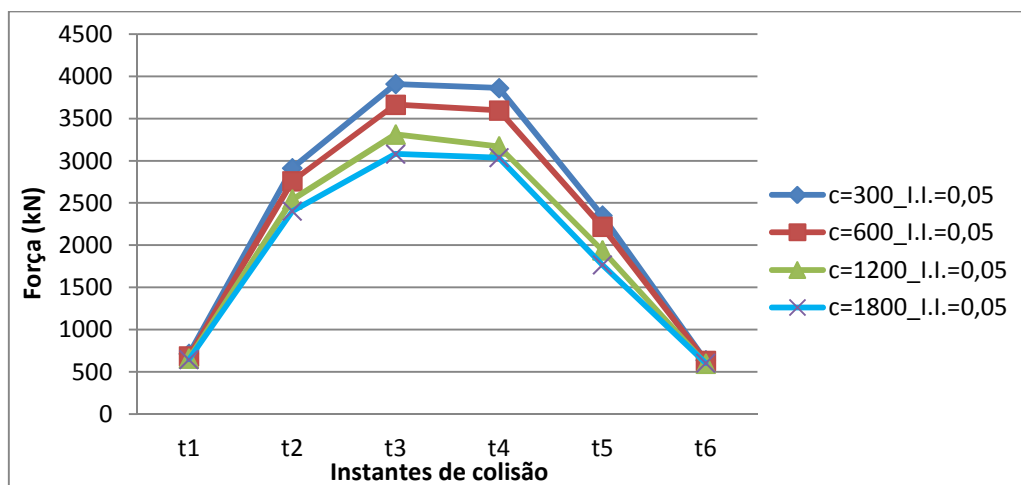


Figura 4.23 – Variação da força de impacto para os principais instantes de colisão analisada com intervalos de integração de 0,05 segundos

Com estes resultados confirmou-se o mencionado no parágrafo anterior, verificando-se um grande decréscimo no valor da força de impacto dos dois modelos atrás mencionados, no primeiro instante de colisão. Também é de notar um crescimento bastante significativo do valor das forças de impacto no instante t4 para todos os modelos com diferentes amortecimentos no elemento de ligação estudados, o que confirma a importância de usar intervalos de integração menores para estudos mais detalhados. Observou-se ainda que é para as maiores forças que a variação do amortecimento é mais notada, tendo maiores quebras com o aumento do amortecimento.

4.2.2.2.2 Modelo de colisão piso-pilar

Para este modelo de colisão teve-se em conta a massa dos pilares para o cálculo do amortecimento a considerar no elemento de contacto. Consideraram-se duas situações possíveis para determinação do amortecimento no elemento de contacto. Sendo elas colisão de laje do edifício 1 com pilares do edifício 2 e colisão de laje do edifício 2 com pilares do edifício 1.

Cálculo do amortecimento para colisão de laje do edifício 1 com pilares do edifício 2:

$$c = -2 * \ln 0,65 * \sqrt{\frac{93500000 * 83670 * (2 * 516 + 330) * 3}{[\pi^2 + (\ln 0,65)^2] * (83670 + (2 * 516 + 330) * 3)}} = 164 \text{ kN.s/m}$$

Cálculo do amortecimento para colisão de laje do edifício 2 com pilares do edifício 1:

$$c = -2 * \ln 0,65 * \sqrt{\frac{93500000 * 125505 * (2 * 516 + 637) * 3}{[\pi^2 + (\ln 0,65)^2] * (125505 + (2 * 516 + 637) * 3)}} = 182 \text{ kN.s/m}$$

Como se obtiveram valores muito próximos, e por simplificação, consideraram-se todos os elementos de contacto com igual rigidez. Para este modelo foi efectuando o estudo paramétrico considerando valores de 180 kN.seg/m, 360 kN.seg/m e 540 kN.seg/m.

Não foi possível apresentar neste documento resultados para o modelo de colisão piso-pilar com amortecimento no elemento de ligação igual a 180 kN.seg/m, pois foram obtidos erros de convergência, ou seja, não se atingiu equilíbrio entre as forças externas e forças internas da estrutura. Sendo necessário recorrer a supercomputadores e a intervalos de integração menores para evitar esses problemas, com os mesmos modelos; ou alternativamente, propor e utilizar justificadamente modelos alternativos aos aqui utilizados, mas ainda não disponíveis nos programas de cálculo automático comerciais. Como o modelo se revela mais sensível a este tipo de erros com valores de amortecimento menores prosseguiu-se a análise para apenas os modelos com amortecimento igual a 360 e 540 kN.seg/m, estudando-se a evolução temporal das forças de impacto no elemento de ligação nº 24 do modelo de colisão piso-pilar (Figuras 4.24 e 4.25).

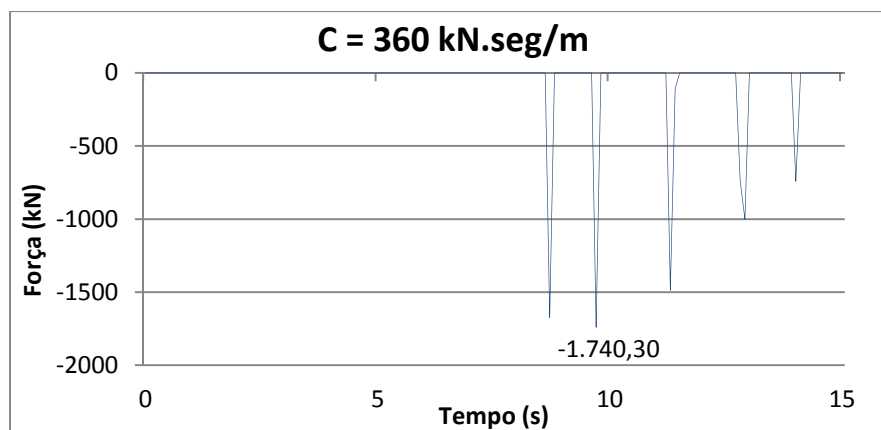


Figura 4.24 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-pilar com amortecimento de 360kN.seg/m

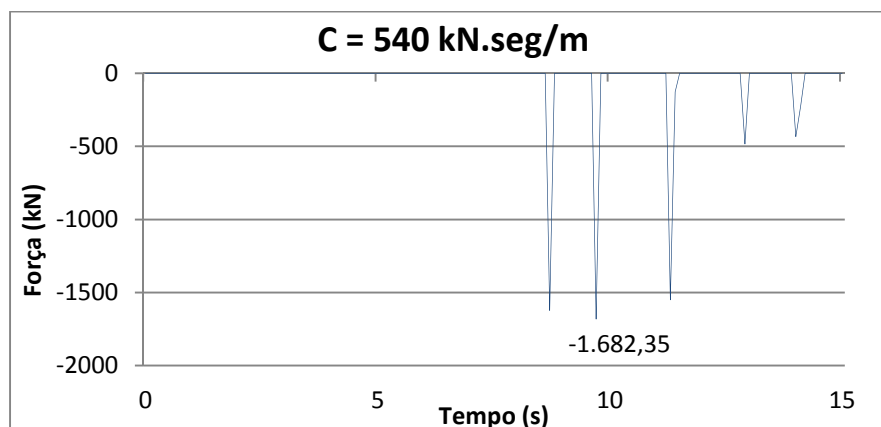


Figura 4.25 – Evolução das forças de impacto para modelo de colisão piso-pilar com amortecimento de 540kN.seg/m

Em sintonia com o que se observou para o modelo de colisão piso-piso também neste caso se verificou uma diminuição progressiva do valor das forças de impacto com o aumento do valor do amortecimento intrínseco ao elemento de ligação o que denota o crescimento da dissipação de energia nestes modelos. Também é de notar que se obtiverem valores de força de impacto consideravelmente inferiores aos do modelo de colisão piso-piso. No entanto este modelo de colisão apresenta o dobro dos pontos de colisão. Sendo também importante referir que a colisão se dá a meio dos pilares, sendo estas zonas muito mais frágeis o que poderá causar problemas mais sérios à estabilidade de ambas as estruturas.

4.2.3 CARACTERÍSTICAS DO BETÃO

Neste ponto foram estudados os efeitos da utilização de diferentes tipos de betão nas forças de impacto entre edifícios adjacentes. Para esse efeito foram considerados diferentes módulos de elasticidade. Inicialmente foram estudados ambos os edifícios com o mesmo módulo de elasticidade, admitindo-se valores de $E_c = 25; 27; 29 \text{ e } 31 \text{ GPa}$.

Na Figura 4.26 está representada a variação das cinco forças máximas para cada um dos diferentes módulos de elasticidade. Representando-se também essas mesmas forças e o elemento de ligação respectivo no Quadro 4.3.

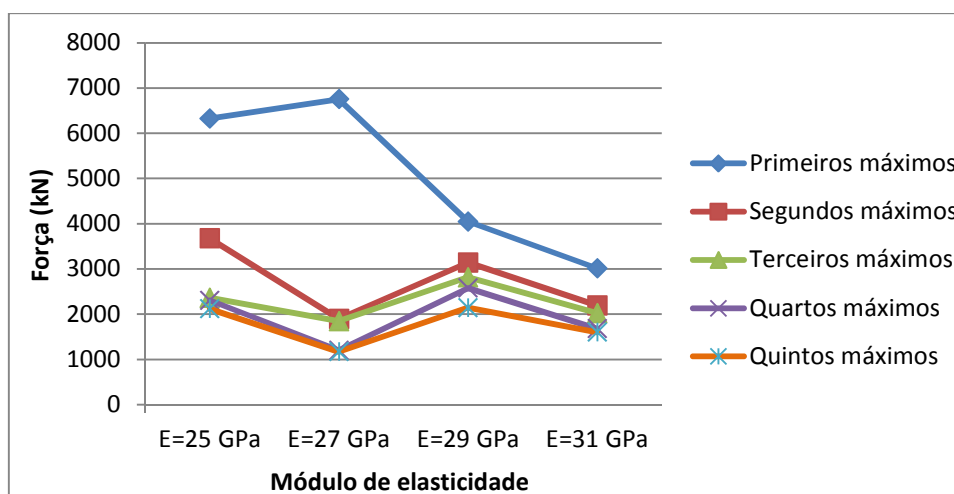


Figura 4.26 – Variação das forças de impacto máximas para diferentes módulos de elasticidade

Quadro 4.3 – Forças de impacto máximas para diferentes módulos de elasticidade

E=25 GPa		E=27 GPa	
Elemento de ligação	Força Máxima (kN)	Elemento de ligação	Força Máxima (kN)
6	6323,689	17	6752,515
12	3674,392	12	1893,103
18	2361,976	18	1842,729
17	2303,005	11	1201,111
11	2118,715	6	1168,562
E=29 GPa		E=31 GPa	
Elemento de ligação	Força Máxima (kN)	Elemento de ligação	Força Máxima (kN)
12	4044,393	12	3012,479
4	3140,670	11	2191,465
18	2815,725	18	2021,338
17	2576,661	6	1677,818
9	2142,191	17	1599,472

Apurou-se que elevando o valor do módulo de elasticidade da estrutura se constata uma diminuição nas forças máximas de impacto. Apesar de para o modelo com módulo de elasticidade igual a 27 GPa se observar um ligeiro crescimento no primeiro máximo das forças de impacto nota-se uma quebra muito mais acentuada nos restantes, o que comprova a tendência de diminuição das forças de impacto com o aumento do módulo de elasticidade da estrutura.

Esta variação deve-se ao aumento da rigidez das estruturas com o aumento do módulo de elasticidade das mesmas, conduzindo a menores deslocamentos e consequentemente a menores forças de impacto.

Numa segunda fase foram analisadas diferentes relações entre os módulos de elasticidade dos dois edifícios. Admitiram-se valores de $\frac{E_1}{E_2} = R = 0,8; 0,9; 1,1 \text{ e } 1,2$. Onde E_1 e E_2 representam o módulo de elasticidade do edifício 1 e do edifício 2, respectivamente.

Na Figura 4.27 é apresentada a alteração das cinco forças máximas de impacto consoante a relação entre módulos de elasticidade considerada. Sendo também ilustrada nesta fase a variação das forças máximas para os elementos de ligação localizados no topo do edifício 1 (Figura 4.28).

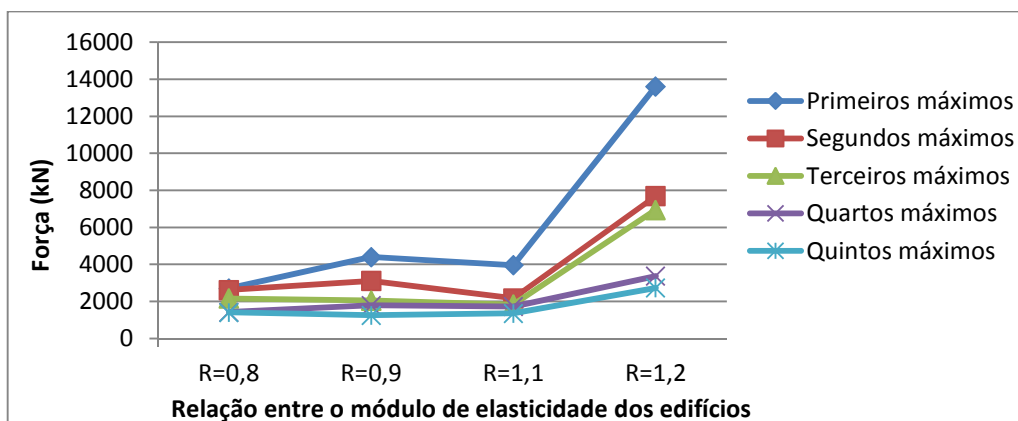


Figura 4.27 - Variação das forças de impacto máximas para diferentes relações entre módulos de elasticidade

Quadro 4.4 – Forças de impacto máximas para diferentes relações entre módulos de elasticidade

R=0,8		R=0,9	
Elemento de ligação	Força Máxima (kN)	Elemento de ligação	Força Máxima (kN)
6	2706,238	11	4402,490
12	2620,713	12	3114,432
9	2165,300	4	2047,757
10	1426,503	18	1793,687
18	1405,596	6	1255,181

R=1,1		R=1,2	
Elemento de ligação	Força Máxima (kN)	Elemento de Ligação	Força Máxima (kN)
12	3957,746	18	13615,937
11	2170,122	14	7698,078
18	1836,654	6	6946,692
6	1725,289	4	3371,979
10	1354,008	12	2732,158

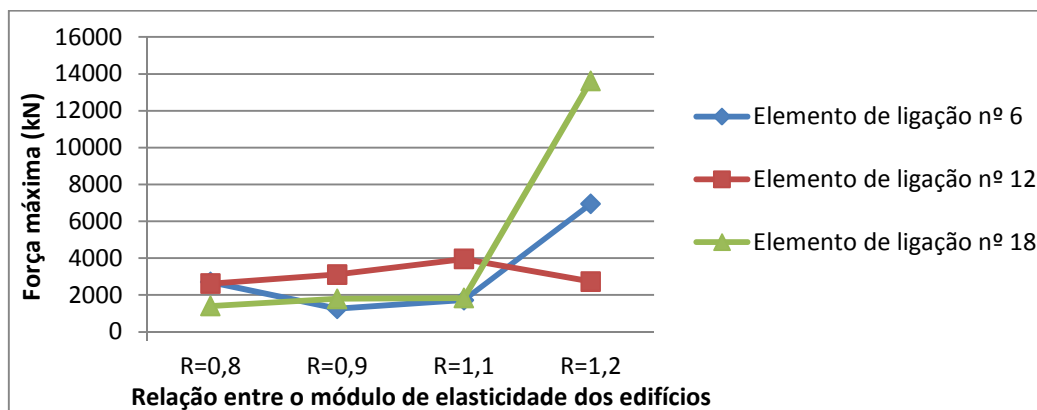


Figura 4.28 – Variação das forças de impacto máximas para diferentes relações entre módulos de elasticidade

Em ambas as figuras se pode verificar que apenas ocorre uma alteração significativa para $R=1,2$ que representa uma situação em que o edifício mais alto tem consideravelmente menor módulo de elasticidade que o mais baixo. Como este edifício também apresenta maior massa será ele a comandar a colisão, ou seja, será este edifício que irá ao encontro do mais baixo que terá deslocamentos bastante menores, provocando assim maiores forças de impacto.

Neste ponto foram também estudadas as alterações na envolvente de forças de corte basal (Figura 4.29) e na envolvente de momentos basais (Figura 4.30) para ambos os edifícios conforme se alterou a relação entre os seus módulos de elasticidade.

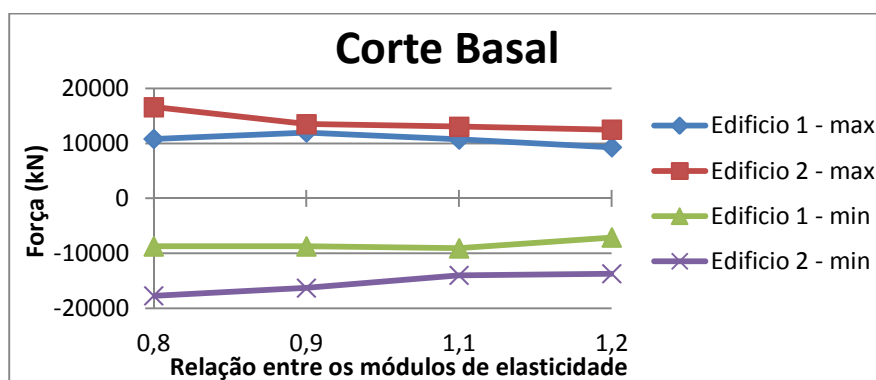


Figura 4.29 – Envolvente de forças de corte basal para diferentes relações entre módulos de elasticidade

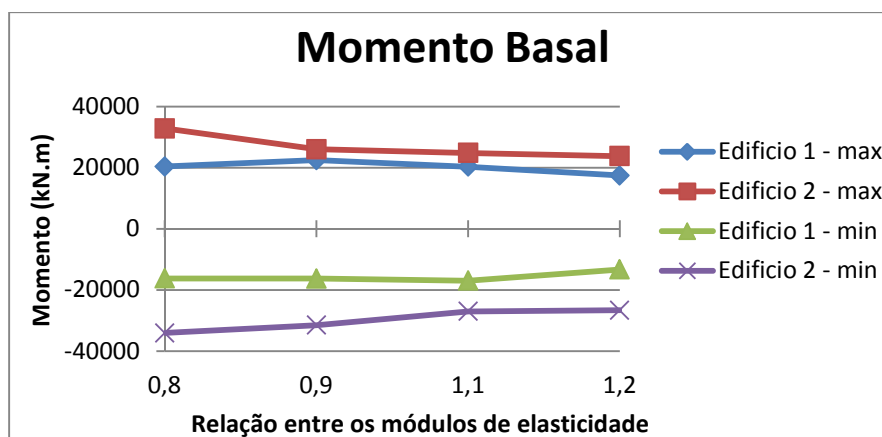


Figura 4.30 – Envolvente de momentos basais para diferentes relações entre módulos de elasticidade

Constatou-se em ambos os casos uma ligeira diminuição do seu valor com o aumento do valor de relação entre o módulo de elasticidades dos dois edifícios. Revelando que para estas relações entre o módulo de elasticidade dos edifícios o edifício 2, que é o edifício mais alto e com maior massa, prevalece com maiores deslocamentos, diminuindo os esforços na base com a diminuição da sua rigidez. Quanto ao edifício 1 já se verifica uma relação mais equilibrada entre o aumento da rigidez e a diminuição dos deslocamentos, mantendo-se assim os esforços na base praticamente constantes.

4.2.4 PONTO DE IMPACTO

Nesta secção pretendeu-se verificar qual o efeito da variação do ponto de contacto. Já foram apresentados resultados no presente documento no que diz respeito à colisão ao nível dos pisos de ambos edifícios e também colisão a 1/2 dos pilares. Pretendeu-se então verificar quais as alterações na resposta com colisão a 1/3 dos pilares.

Neste ponto são apresentados os resultados para o elemento de ligação nº 24 do modelo de colisão piso-pilar, considerando apenas um elemento linear com abertura uma vez que para o elemento combinado não foi possível obter resultados devido a vários erros de convergência obtidos para os modelos estudados. Pretendeu-se assim fazer uma breve comparação entre resultados de colisão ao nível de diferentes alturas do pilar (Figura 4.31), apesar de estes não serem muito rigorosos.

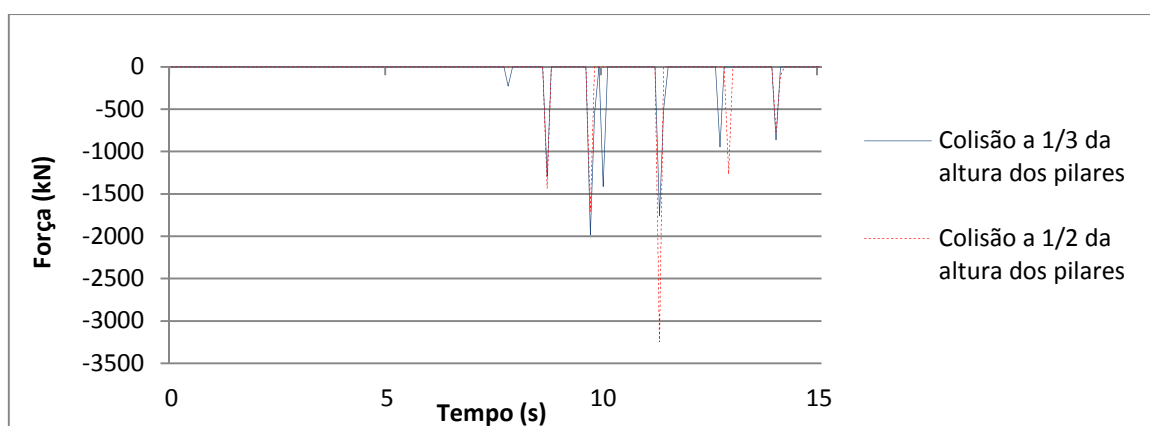


Figura 4.31 – Evolução da força de impacto para diferentes pontos de impacto

Para a análise da colisão a 1/3 da altura dos pilares foi considerado um modelo em que a altura do primeiro piso do edifício 1 passou de 4,5 metros para 4 metros mantendo-se todas as restantes alturas dos interpisos em 3 metros. Com esta alteração verificou-se que houve uma diminuição no valor da força de impacto máxima em relação ao modelo com colisão a meio da altura dos pilares. Tendo-se em atenção que com esta alteração, para além de variar o ponto de impacto, também são alteradas as características modais do edifício 1.

Com os resultados expressos na Figura 4.31 pode-se concluir que para os modelos estudados serão de esperar maiores danos estruturais para colisão a 1/2 da altura dos pilares.

4.2.5 COMPRIMENTO DOS VÃOS

Para análise das consequências da variação do comprimento dos vãos de ambas as estruturas nas forças de impacto foram considerados os mesmos modelos de edifícios mas com vãos de 5 e 7 metros.

Com essa finalidade foram estudadas as variações das forças de impacto máximas nas estruturas (Figura 4.32 e Quadro 4.5) e também das forças de impacto máximas nos elementos de ligação situados no topo do edifício 1 (Figura 4.33).

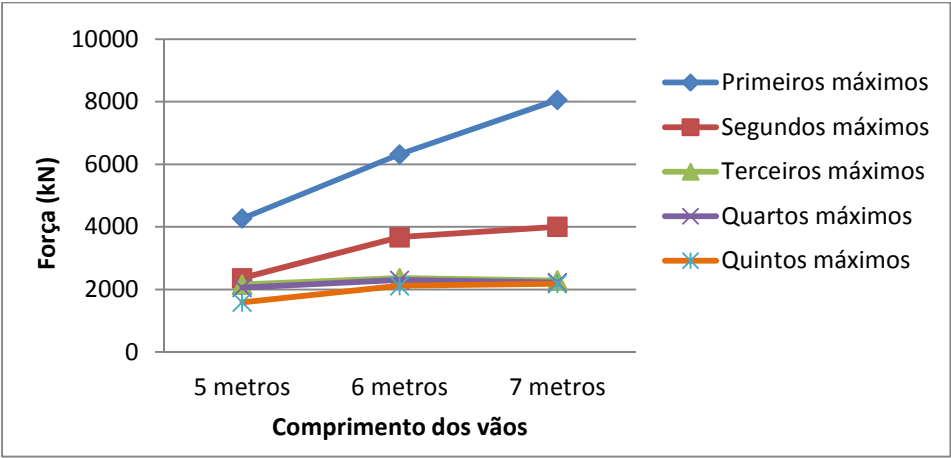


Figura 4.32 – Variação das forças de impacto máximas para diferentes comprimentos de vão

Quadro 4.5 – Forças de impacto máximas para diferentes comprimentos de vão

5 metros		6 metros		7 metros	
Elemento de ligação	Força Máxima (kN)	Elemento de ligação	Força Máxima (kN)	Elemento de ligação	Força Máxima (kN)
12	4271,753	6	6323,689	5	8053,472
16	2365,044	12	3674,392	18	4004,550
11	2161,253	18	2361,976	6	2286,031
18	2063,427	17	2303,005	12	2223,968
17	1591,990	11	2118,715	11	2186,262

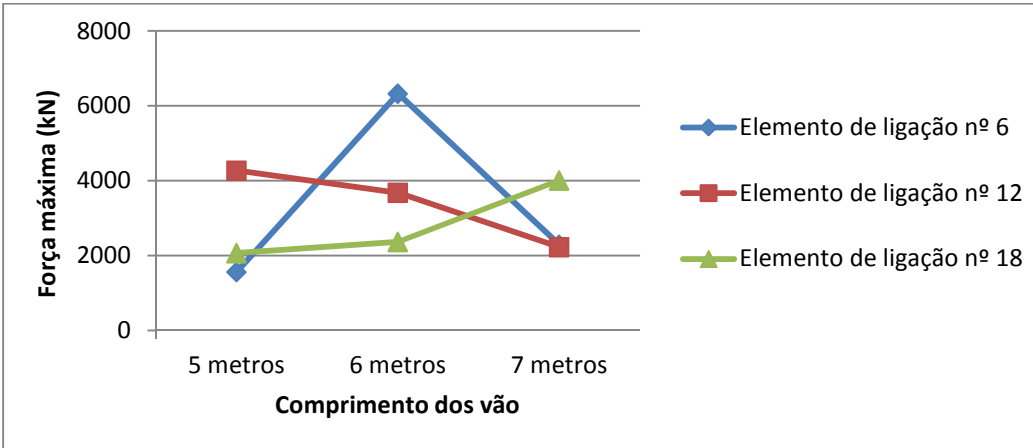


Figura 4.33 – Variação das forças de impacto máximas para diferentes comprimentos de vão

Notou-se que em termos gerais as forças de impacto aumentaram com o crescimento do comprimento do vão, o que se deve ao aumento da massa dos edifícios e consequente diminuição das frequências próprias das estruturas. No entanto, no que diz respeito a elementos de ligação individuais verificou-se que não seguem qualquer tendência lógica, pois com a alteração das características da estrutura o modo como elas colidem também se altera.

Também foram realizados estudos sobre a influência da alteração do comprimento dos vãos nas envolventes de forças de corte e momentos basais (Figuras 4.34 e 4.35).

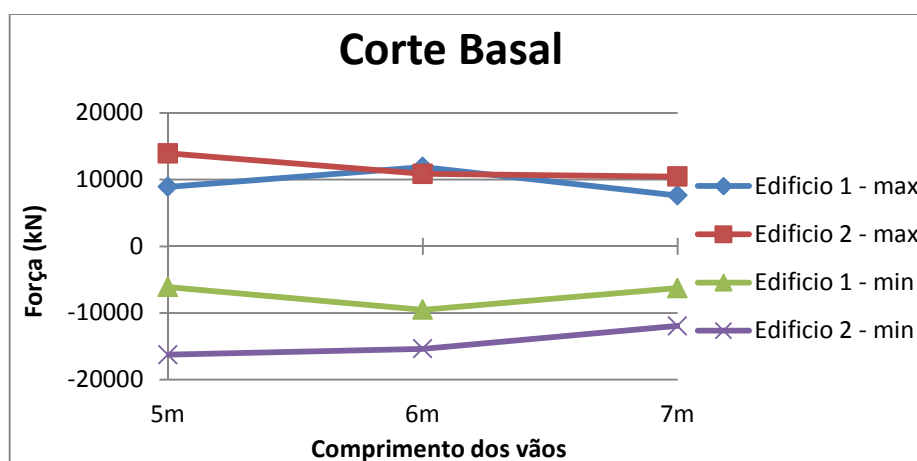


Figura 4.34 – Envolvente de forças de corte basal para diferentes comprimentos de vão

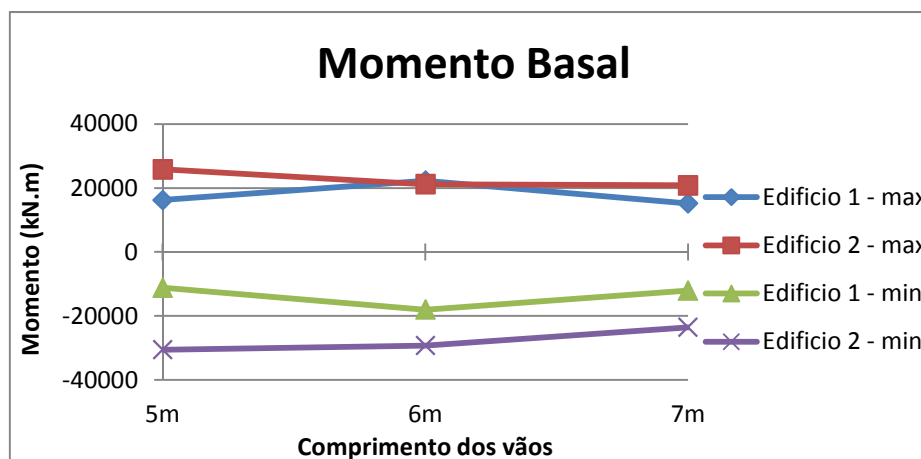


Figura 4.35 – Envolvente de momentos basais para diferentes comprimentos de vão

Constatou-se que tanto para a força de corte como para o momento houve uma ligeira diminuição do seu valor para o edifício 2, com o aumento do comprimento dos vãos. Enquanto para o edifício 1 se observou maior variabilidade.

4.2.6 ALTURA DOS INTERPISOS

Quanto à variação da altura interpisos pretendia-se mais uma vez estudar o comportamento dos edifícios sujeitos a colisão, mais precisamente as alterações que essa variação provoca nas forças de impacto registadas. Com essa finalidade foram estudados os modelos atrás descritos com alturas de pisos de 3,5 e 4 metros.

As alturas dos pisos foram aumentadas igualmente nos dois edifícios mantendo-se assim a colisão piso-piso. Neste estudo foram analisadas as variações das forças de impacto máximas (Figura 4.36) nos elementos de ligação situados ao nível do topo do edifício 1, dando-se também especial atenção ao elemento de ligação nº 8 do modelo de colisão piso-piso devido às suas características singulares, com a variação da altura interpisos.

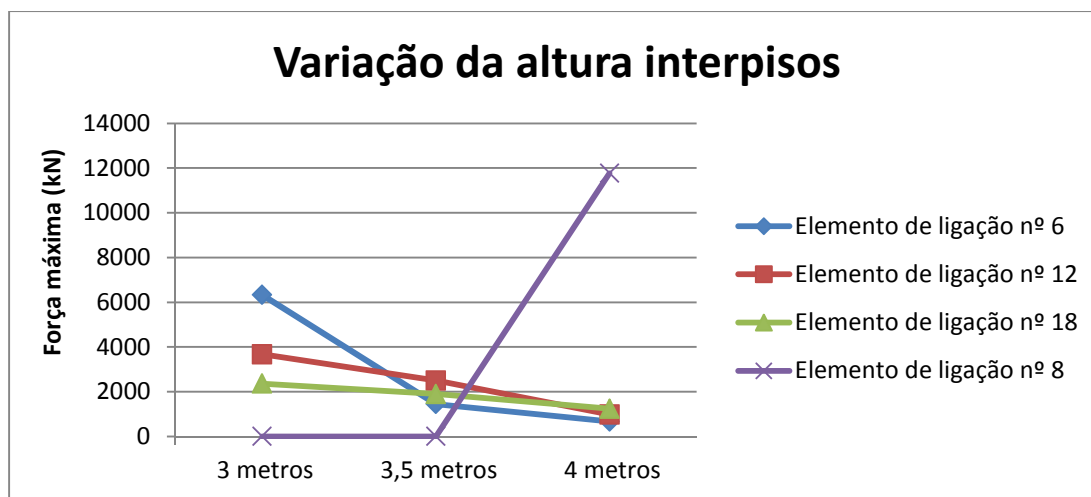


Figura 4.36 – Variação das forças de impacto máximas para diferentes alturas dos interpisos

Com o aumento da altura dos pisos, mantendo-se a secção dos pilares, há uma diminuição da rigidez da estrutura o que permite que ela se desloque mais. Apesar dos edifícios se poderem deslocar mais, havendo colisão estes como apresentam menor rigidez serão necessárias menores forças de impacto par inverter o sentido do seu movimento, como se pode ver na Figura 4.36 onde há uma diminuição considerável das forças de impacto máximas nos elementos localizados no topo do edifício 1. Um caso especial deste estudo foram as forças máximas verificadas no elemento de ligação nº 8. Isto revelou que quando se aumentou a altura dos interpisos para 4 metros as características dinâmicas dos edifícios são alteradas de tal forma que permite com que os edifícios sofram grandes deslocamentos nos pisos inferiores, levando assim às forças de impacto verificadas para este modelo no elemento de ligação referido.

Para melhor compreender as alterações dinâmicas nos edifícios sujeitos a colisão, são apresentados no Quadro 4.6 os valores das frequências próprias e dos respectivos períodos da estrutura para os três primeiros modos de vibração de cada edifício.

Quadro 4.6 – Frequências próprias e períodos de vibração para diferentes alturas dos interpisos

3 metros				
	Edifício 1		Edifício 2	
Modo	Período	Frequência	Período	Frequência
1	1,163507	0,85947	1,585346	0,63078
2	1,163507	0,85947	1,540378	0,64919
3	1,122515	0,89086	1,500199	0,66658

3,5 metros				
	Edifício 1		Edifício 2	
Modo	Período	Frequência	Período	Frequência
1	1,417113	0,70566	1,927703	0,51875
2	1,417113	0,70566	1,873314	0,53381
3	1,363351	0,73349	1,820799	0,54921

4 metros				
	Edifício 1		Edifício 2	
Modo	Período	Frequência	Período	Frequência
1	1,686804	0,59284	2,291332	0,43643
2	1,686804	0,59284	2,227062	0,44902
3	1,61748	0,61825	2,15955	0,46306

Verificou-se assim que com o crescimento da altura interpisos há também um crescimento do período de vibração, que como referido anteriormente se deve à diminuição da rigidez das estruturas.

Nesta fase pretendeu-se também analisar o efeito destas alterações nas envolventes de esforços na base de ambas as estruturas. Como representado nas Figuras 4.37 e 4.38.

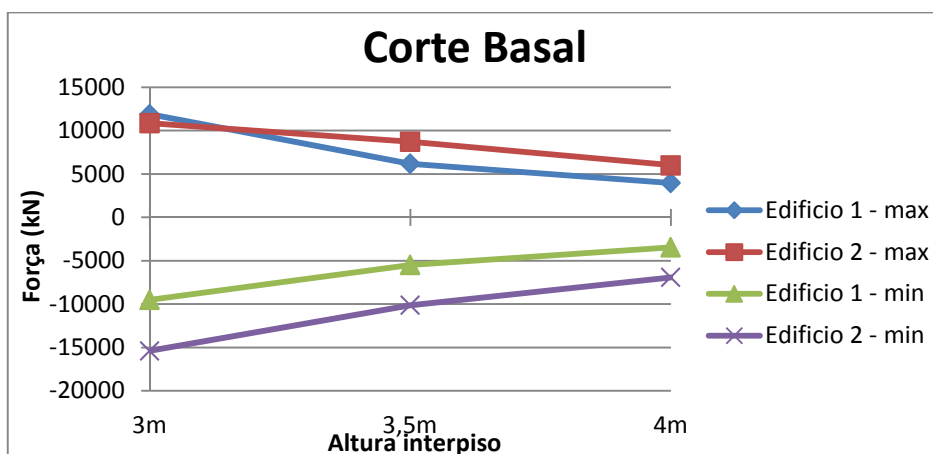


Figura 4.37 – Envolvente de forças de corte basal para diferentes alturas dos interpisos

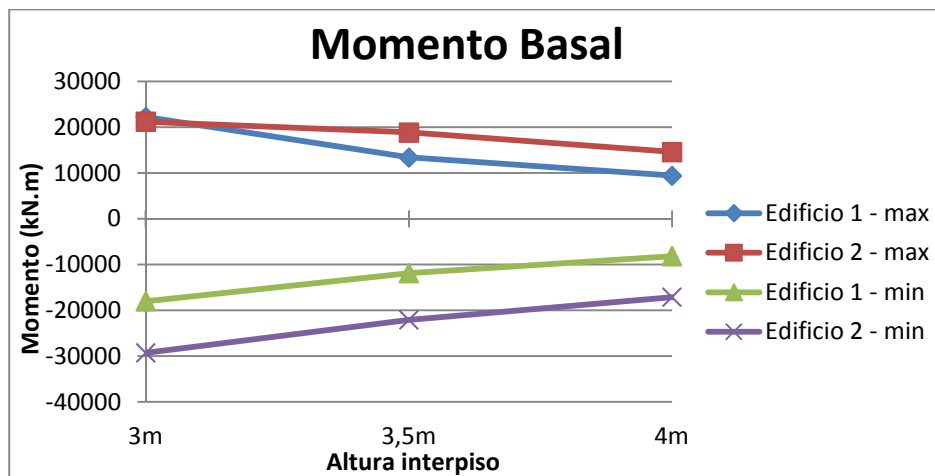


Figura 4.38 – Envolvente de momentos basais para diferentes alturas dos interpisos

Como se pode constatar nas Figuras 4.37 e 4.38 houve um decréscimo considerável quer nas forças de corte quer nos momentos máximos com o aumento da altura dos pisos. Como já referido anteriormente, esse crescimento das alturas reflecte-se na diminuição da rigidez da estrutura, e como os esforços na base são dependentes da rigidez e dos deslocamentos dos edifícios que estão parcialmente impedidos devido à colisão era espectável que tal se sucedesse.

4.2.7 SISMO ACTUANTE E DISTÂNCIA DE SEPARAÇÃO ENTRE OS EDIFÍCIOS

Neste ponto foram estudados os efeitos na força de impacto devido a actuação de três sismos diferentes e considerando várias distâncias de separação entre os edifícios adjacentes para cada um deles. Os sismos em análise são: Kobe, 1995; Loma Prieta, 1989 e Northridge, 1994. Foram considerados estes três sismos pois também tiveram especial atenção no estudo de colisão sísmica em pontes por Muthukumar (2003).

Todos os dados relativos aos acelerogramas que caracterizam este três sismos foram obtidos através da base de dados da página <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>.

4.2.7.1 Kobe

Este sismo foi estudado a partir dos dados obtidos na estação “0 KJMA” apresentando um $PGA=0,821g$, e com acelerações ao longo do tempo como representado na Figura 4.39.

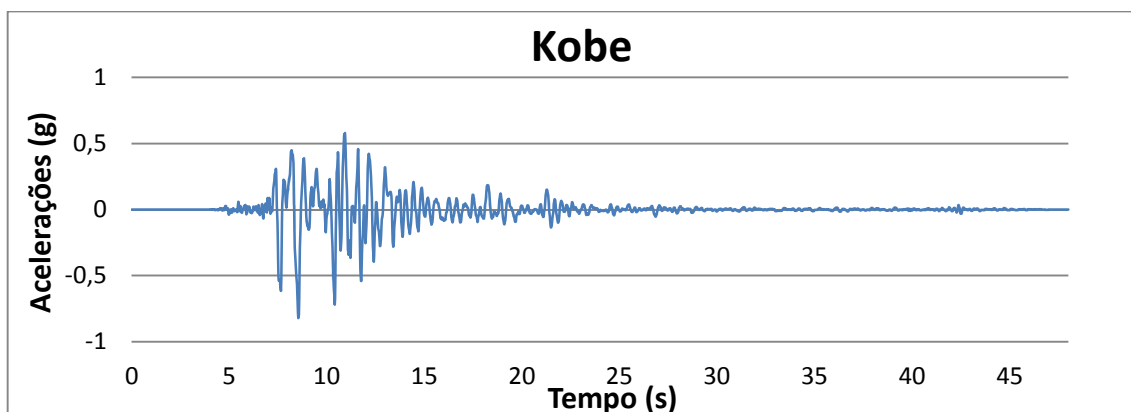


Figura 4.39 – Acelerograma do sismo de Kobe

Para o estudo dos efeitos deste sismo foram efectuadas análises às evoluções das forças de impacto no elemento de ligação nº 12 do modelo de colisão piso-piso durante os primeiros 15 segundos da sua actuação, considerando afastamentos entre os edifícios adjacentes de 2, 3, 5 e 6cm (Figuras 4.40, 4.41, 4.42 e 4.43).

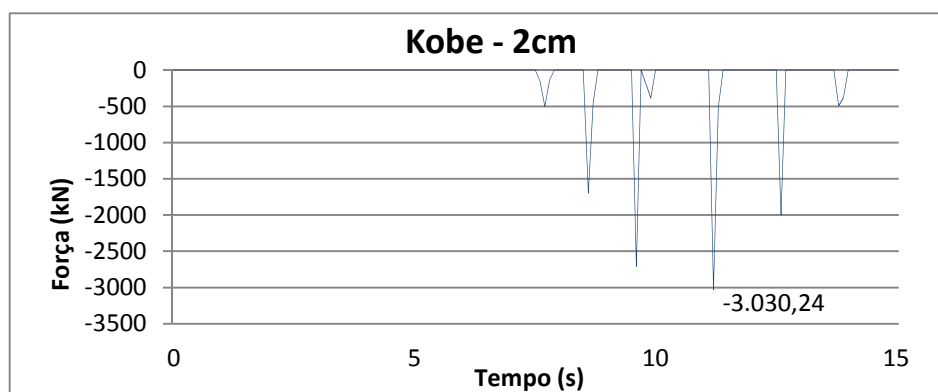


Figura 4.40 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Kobe com 2cm de afastamento entre edifícios

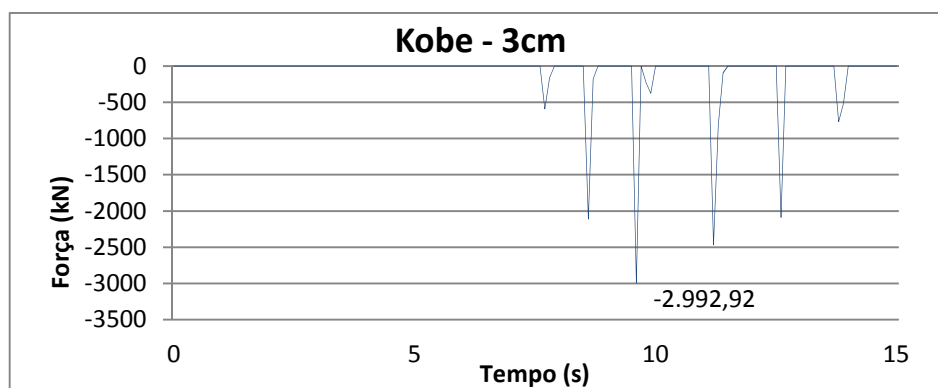


Figura 4.41 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Kobe com 3cm de afastamento entre edifícios

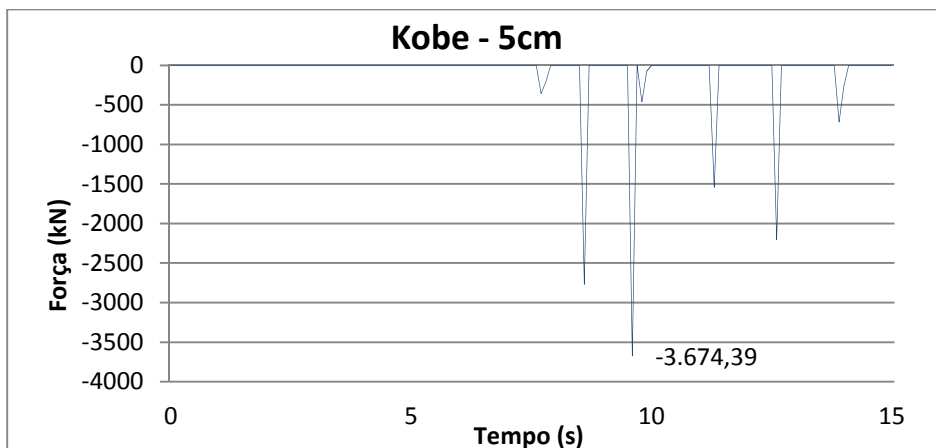


Figura 4.42 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Kobe com 5cm de afastamento entre edifícios

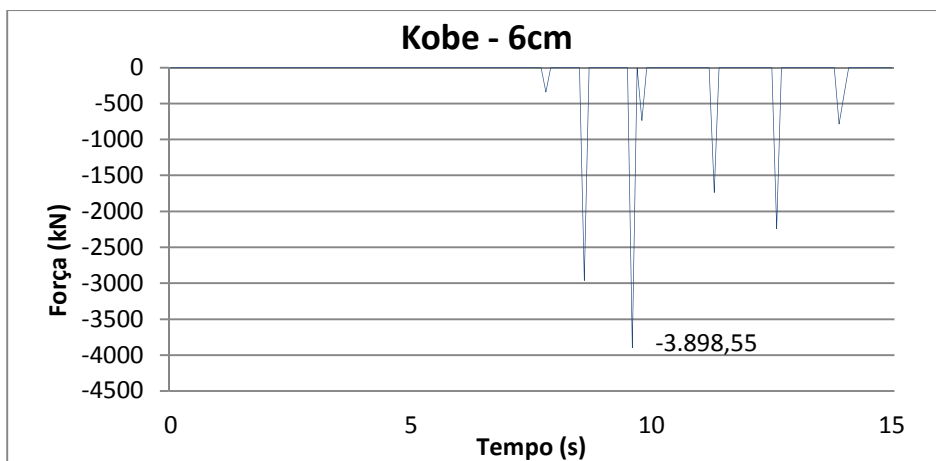


Figura 4.43 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Kobe com 6cm de afastamento entre edifícios

Para esta acção sísmica, apesar de se observar o mesmo número de colisões e que essas ocorrem aproximadamente nos mesmos instantes temporais, não se verifica nenhum padrão no que diz respeito ao valor das forças de impacto registados para as diferentes distâncias de separação entre os edifícios. Isto deve-se a uma grande variabilidade temporal do sismo de Kobe (com espectro em frequência mais vasto) relativamente aos outros sismos aqui apresentados, portanto de mais elaborada e sensível integração numérica face à homogeneidade da variação paramétrica.

Esta dificuldade associada à integração numérica já fora detectada por Rosado, Paredes e Barros (2011), associada ao estudo de Sloshing (Oscilação de líquidos) em tanques com água em mesa sísmica sujeitas a três sismos distintos (Cape Mendocino, Northridge e Kobe).

Na Figura 4.44 estão sintetizados os resultados anteriores para os instantes de colisão mais significativos, para melhor demonstrar a variabilidade aqui referida.

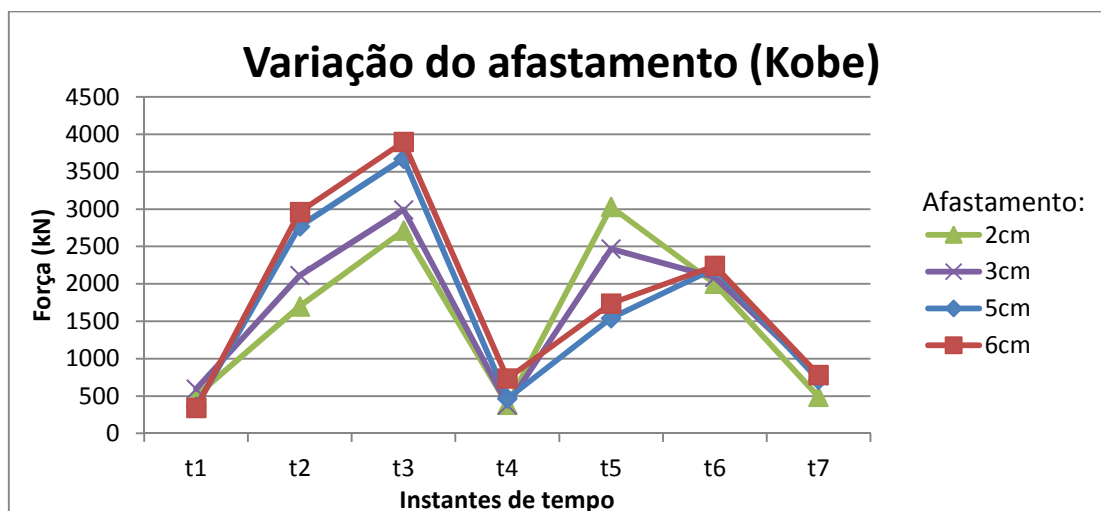


Figura 4.44 – Variação da força de impacto por instante de tempo para diferentes distâncias de separação

Observando-se claramente que o modelo que apresenta a maior força num determinado instante de tempo é muito variável, não seguindo qualquer tendência. De facto não parece lógico que o modelo utilizado disponível nos programas comerciais forneça a maior força máxima, para o mesmo sismo e nos mesmos instantes iniciais t2 e t3 (Figura 4.44), nos casos paramétricos de máximo afastamento.

4.2.7.2 Loma Prieta

Os dados deste sismo são relativos à estação “47379 Gilroy Array #1” com $PGA=0,411g$ e acelerações ao longo do tempo como representado na Figura 4.45.

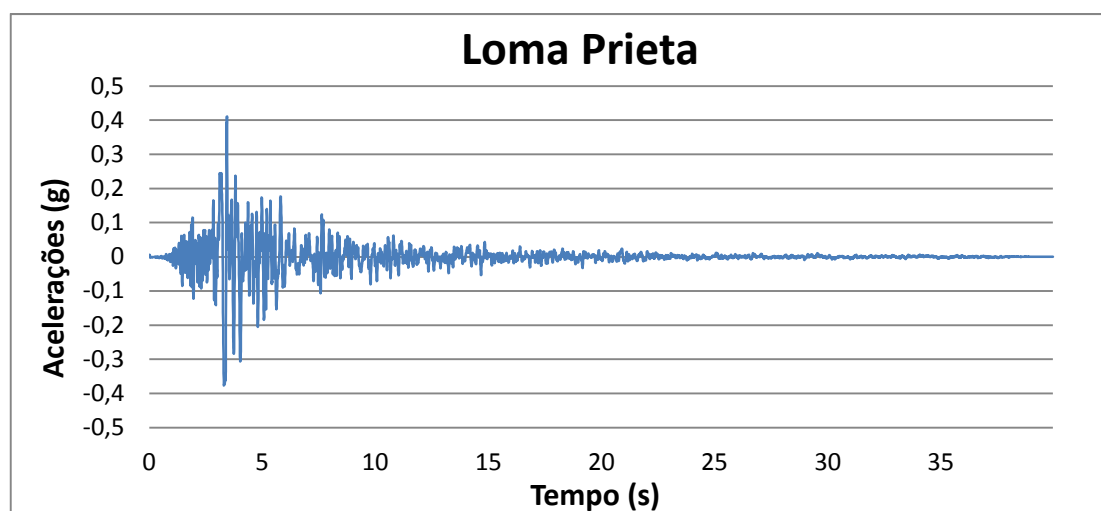


Figura 4.45 – Acelerograma do sismo de Loma Prieta

Nas figuras seguintes são apresentados os resultados obtidos para o elemento de ligação nº 12 do modelo de colisão piso-piso, observando-se a evolução das forças de impacto ao longo dos primeiros 15 segundos de duração da acção sísmica, para edifícios afastados de 2cm (Figura 4.46) e 3cm (Figura 4.47). Estando também representados os valores máximos das forças de impacto e o respectivo elemento de ligação no Quadro 4.7.

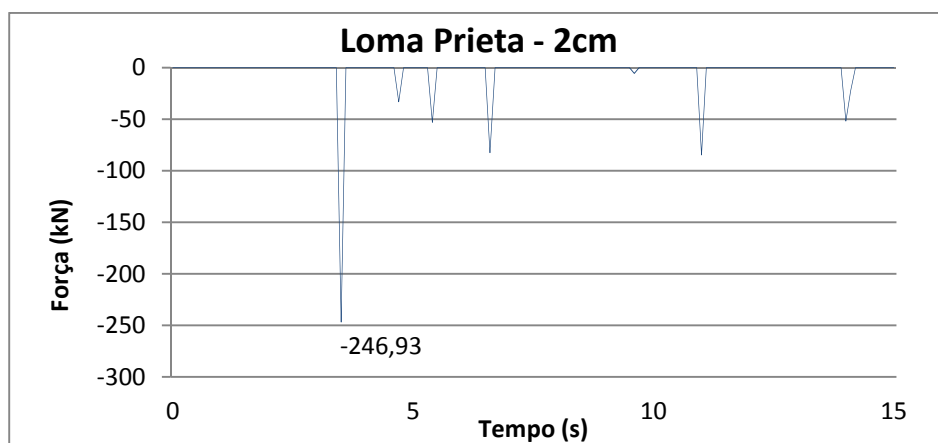


Figura 4.46 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Loma Prieta com 2cm de afastamento entre edifícios

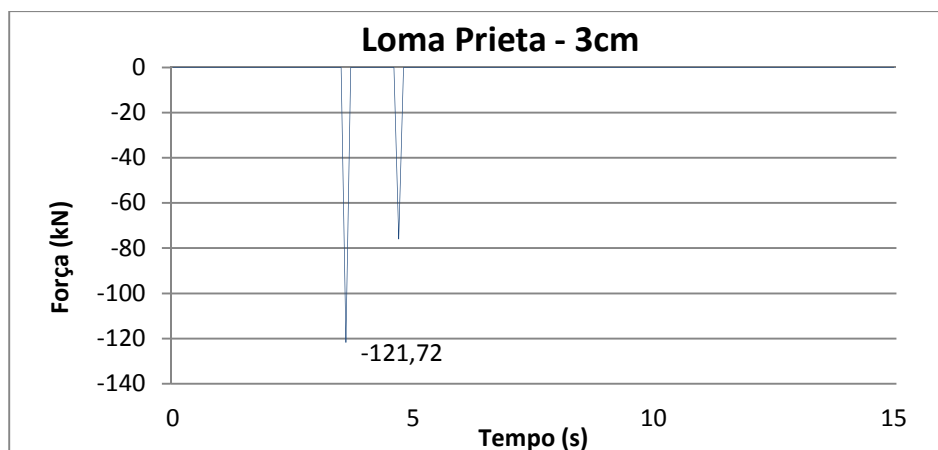


Figura 4.47 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Loma Prieta com 3cm de afastamento entre edifícios

Quadro 4.7 – Forças de impacto máximas para o sismo de Loma Prieta com diferentes afastamentos entre edifícios

2cm		3cm	
Elemento de ligação	Força Máxima (kN)	Elemento de ligação	Força Máxima (kN)
12	246,930	12	121,723
18	220,964	Restantes	0,000
6	167,456		
8	147,368		
9	59,719		

Através destas figuras verificou-se que para esta acção sísmica ocorreram forças de impacto relativamente pequenas e, também, que com o aumento da distância de separação entre os dois edifícios tanto as forças de impacto como o número de colisões diminuem. Observando-se, ainda, através do Quadro 4.7 que com afastamento de 3cm entre os edifícios apenas se dá colisão ao nível do topo do edifício 1. Neste estudo também foi considerado um modelo com 4cm de separação entre os edifícios adjacentes, não se verificando qualquer colisão. O sismo de Loma Prieta apresenta picos máximos de acelerações no solo pequenos o que leva a que os edifícios não tenham deslocamentos muito grande o que explica os fenómenos atrás mencionados.

4.2.7.3 Northridge

Para a obtenção dos dados necessários para caracterizar este sismo recorreu-se à estação “24436 Tarzana, Cedar Hill” com $PGA=1,779$ e acelerações ao longo do tempo como representado na Figura 4.48.

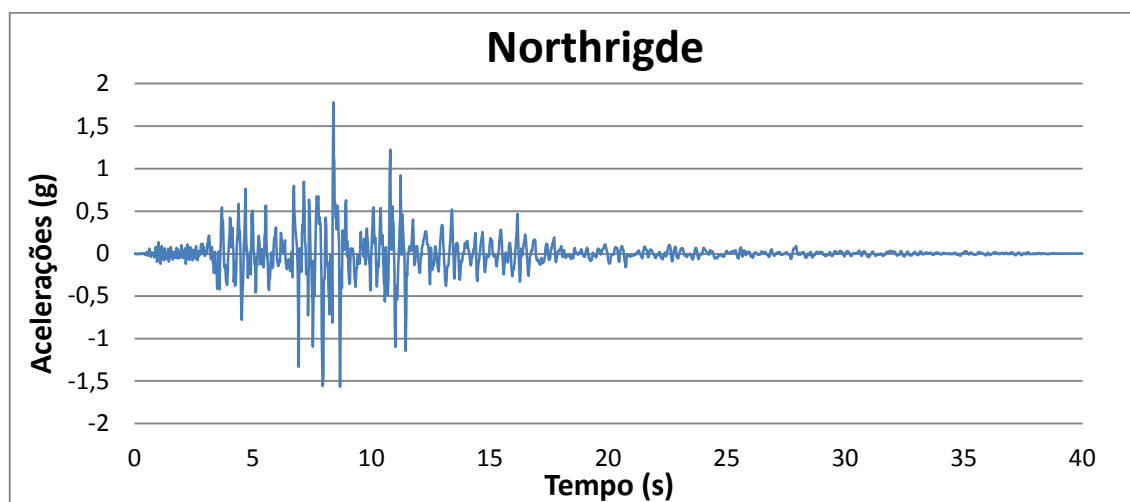


Figura 4.48 – Acelerograma do sismo de Northridge

Neste ponto são apresentadas as variações da força de impacto durante os primeiros 15 segundos de duração da acção sísmica no elemento de ligação nº 12 do modelo de colisão piso-piso para distâncias de separação entre os dois edifícios iguais a 2cm, 3cm, 5cm e 6cm (Figuras 4.49, 4.50, 4.51 e 4.52).

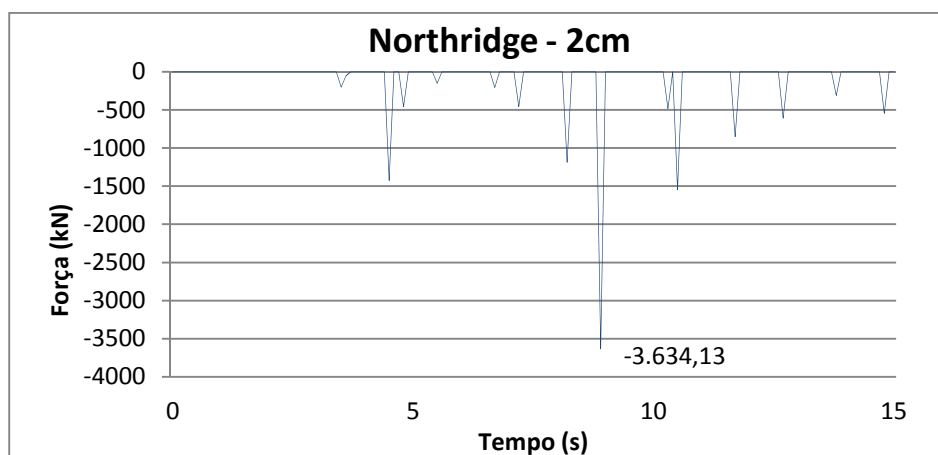


Figura 4.49 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Northridge com 2cm de afastamento entre edifícios

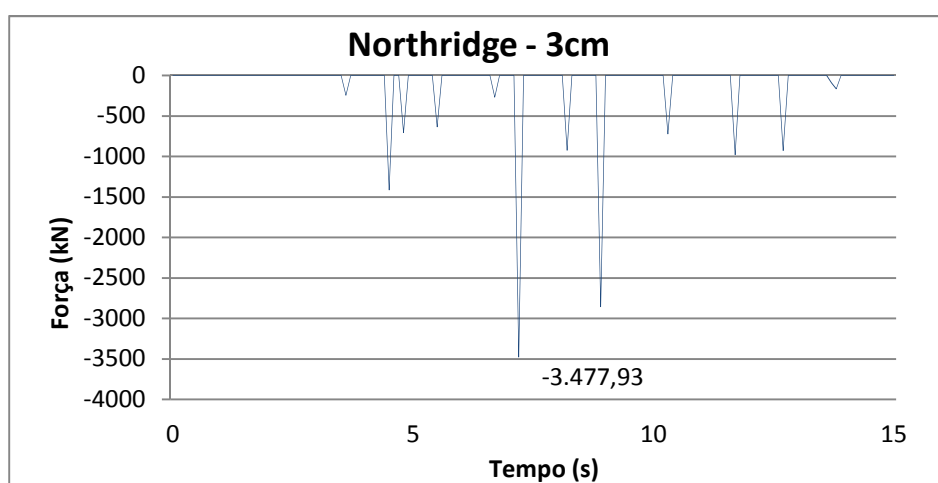


Figura 4.50 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Northridge com 3cm de afastamento entre edifícios

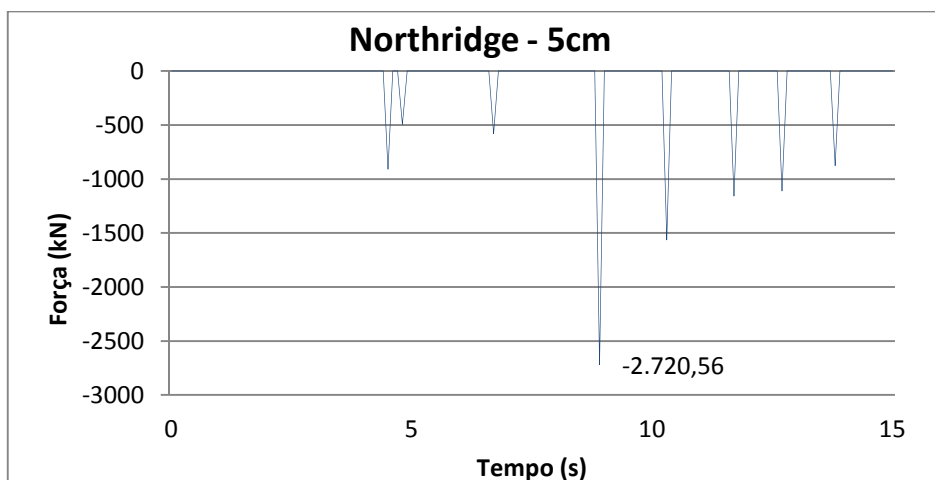


Figura 4.51 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Northridge com 5cm de afastamento entre edifícios

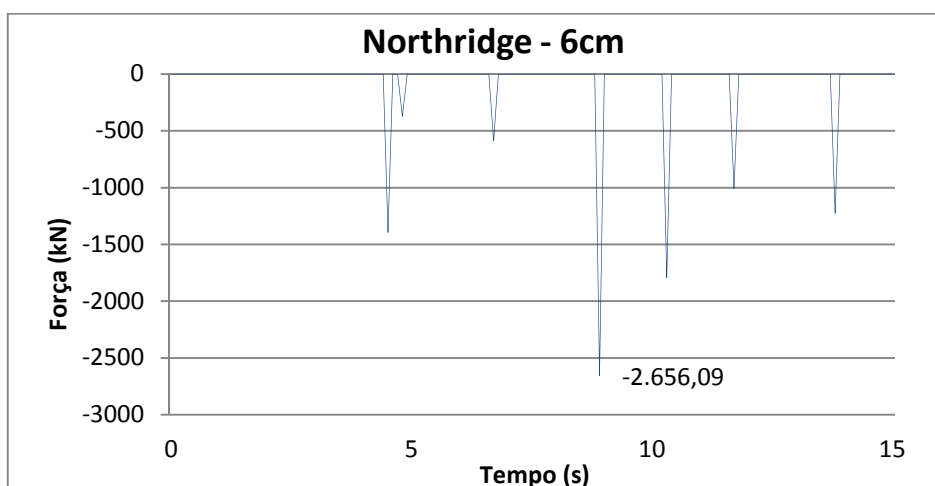


Figura 4.52 – Evolução das forças de impacto para o sismo de Northridge com 6cm de afastamento entre edifícios

No estudo desta acção sísmica constatou-se que quanto mais próximos os edifícios estiverem, maiores serão as forças de impacto e também maior será o número de colisões observadas durante a sua duração. Observou-se, também, que o instante em que ocorre a força de impacto máxima diminui de amplitude com o crescimento do afastamento. O sismo de Northridge apresenta valores de aceleração do solo bastante elevados o que se reflecte num grande número de colisões entre edifícios adjacentes e, também, em forças de impacto bastante elevadas o que poderá ser muito prejudicial para ambos os edifícios.

Para este sismo também foram analisadas as variações das envolventes de forças de corte basal (Figura 4.53) e de momentos basais (Figura 4.54) para as diferentes distâncias de separação entre os edifícios.

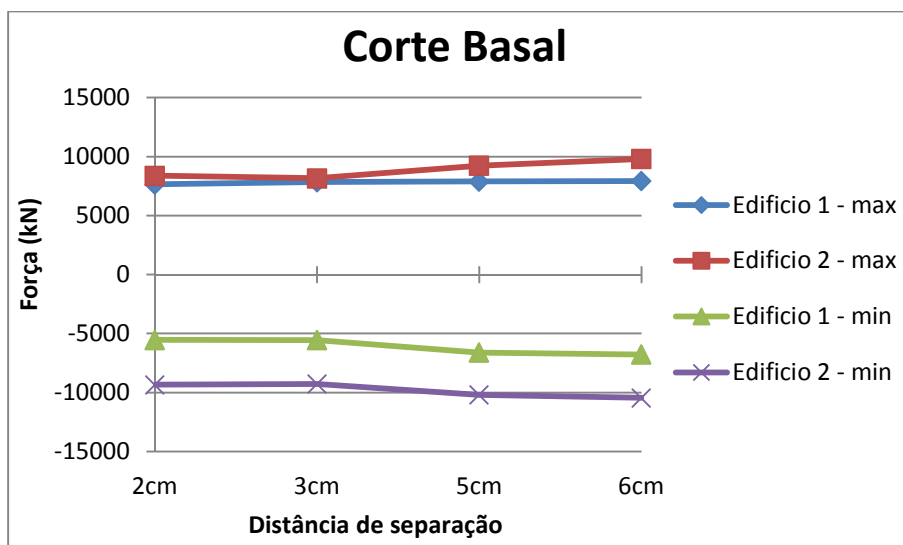


Figura 4.53 – Envelope das forças de corte basal para diferentes afastamentos entre edifícios

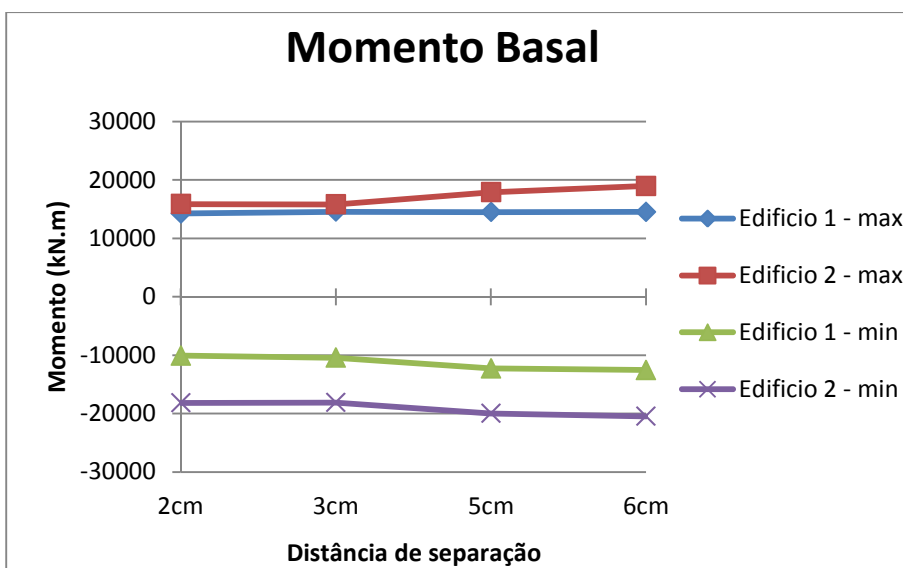


Figura 4.54 – Envelope dos momentos basais para diferentes afastamentos entre edifícios

Verificou-se que em ambos os edifícios quer o valor da força basal quer do momento basal aumentam com o crescimento do afastamento entre os edifícios. Isto porque maiores distâncias de separação permitem maiores deslocamentos nos edifícios, levando, assim, a este crescimento nas forças e momentos basais. Quando os edifícios estão mais próximos a colisão funciona como um amortecedor diminuindo os deslocamentos e consequentemente os esforços na base. No entanto, as elevadas forças de impacto podem causar rotura em ambas as estruturas.

4.2.8 VARIABILIDADE TEMPORAL DA ACÇÃO SÍSMICA

Com o intuito de aferir o parâmetro de 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 Eurocódigo 8 para uma zona sísmica 2.3, referente a Lisboa, e para uma acção sísmica do tipo 2 é atribuída uma aceleração máxima de $1,7 \text{ m/s}^2$, semelhante a valores das acelerações máximas para períodos de retorno de 1000 anos com base em vários cenários de geração sísmica (Oliveira, 1977).

Com esse intuito efectuou-se uma análise às forças de impacto observadas em dois modelos, o primeiro com 2cm de afastamento (Figura 4.55) entre os edifícios e o segundo com 1cm de afastamento (Figura 4.56), ambos sujeitos às três acções sísmicas escaladas para uma aceleração de pico no solo de $1,7 \text{ m/s}^2$.

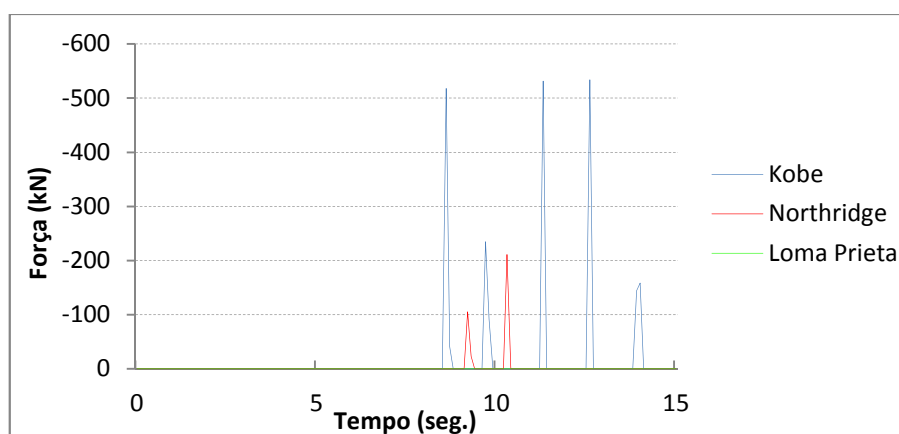


Figura 4.55 – Evolução das forças de impacto para os três sismos escalados com 2cm de afastamento entre edifícios

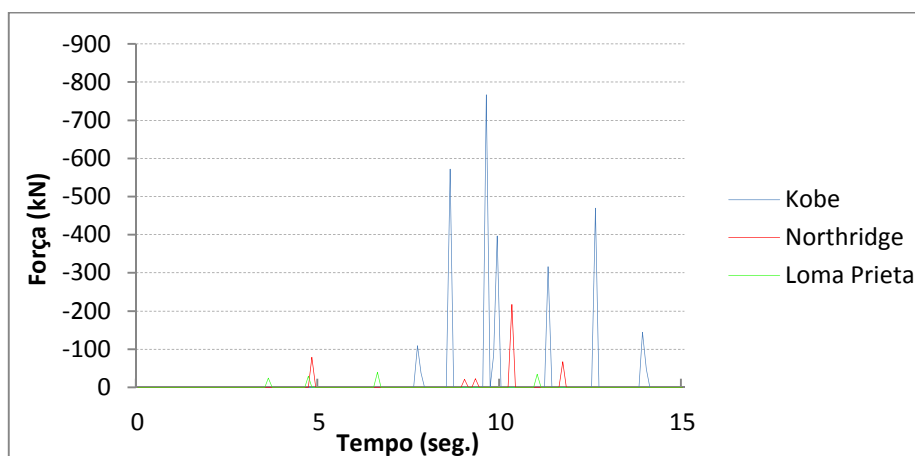


Figura 4.56 – Evolução das forças de impacto para os três sismos escalados com 1cm de afastamento entre edifícios

Todos os resultados apresentados neste ponto são referentes ao elemento de ligação nº 12 do modelo de colisão piso-piso, onde foi observado que para o mesmo pico de aceleração a variabilidade sísmica que se apresenta mais gravosa é a do sismo de Kobe, verificando-se para esta acção sísmica um grande número de colisões e forças de impacto substancialmente maiores que para os restantes sismos.

A variabilidade sísmica equivalente à de Northridge demonstra forças de impacto máximas da mesma ordem de grandeza com as diferentes distâncias de separação, apesar de com 1cm de afastamento se observarem mais instantes de colisão.

Quanto ao sismo de Loma Prieta escalado para uma aceleração sísmica expectável na zona de Lisboa, concluiu-se ser o menos prejudicial dos três aqui apresentados, não se observando qualquer colisão para um afastamento entre os edifícios adjacentes igual a 2cm e forças de impacto pouco significativas para o modelo com 1cm de afastamento.

Notou-se ainda que as forças de impacto observadas são bastante inferiores às registadas para as acções sísmicas originais, sendo pouco provável que acções sísmicas dessa magnitude atinjam a zona de Lisboa.

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 de edifícios localizados numa determinada zona sísmica.

4.3 SÍNTESE DE RESULTADOS

Neste ponto está apresentada uma breve síntese dos resultados obtidos nos estudos paramétricos atrás referidos (Quadro 4.8).

Quadro 4.8 – Breve síntese dos estudos paramétricos efectuados

Parâmetro Variável		Considerações
Elemento de ligação	Elemento linear	Constatou-se pouca variabilidade nas forças de impacto com a alteração da sua rigidez, revelando a necessidade de recorrer a um elemento mais completo.
	Elemento combinado	Obtiveram-se resultados semelhantes aos do modelo de calibração, constatando que ocorre uma diminuição das forças com o aumento do amortecimento considerado.
Características do betão		Observou-se uma quebra nas forças de impacto com o seu aumento.
Ponto de impacto		Verificou-se de análise complicada. Observando-se forças de impacto inferiores para colisão a 1/3 da altura dos pilares em relação a colisão a meio dos mesmos.
Comprimento dos vãos		Notou-se que em termos gerais as forças de impacto aumentaram com o crescimento do seu comprimento.
Altura dos interpisos		Verificou-se uma diminuição das forças de impacto com o seu crescimento, nos elementos de ligação localizados no topo do edifício 1. Observando-se o oposto nos primeiros pisos.
Sismo actuante e afastamento entre edifícios		Para os sismos de Northridge e Loma Prieta verificou-se que aumentando a distância de separação houve uma diminuição no valor das forças de impacto. Quanto ao sismo de Kobe observou-se menor regularidade de resultados e menor lógica de evolução de tendências.
Variabilidade sísmica		Revelou-se que para os três sismos normalizados, para a mesma aceleração máxima do local de implantação do edifício, o que apresenta resultados mais gravosos é o de Kobe.

Neste estudo foi dada maior atenção às forças de impacto verificadas durante a colisão, pois são os únicos elementos disponíveis na maior parte da bibliografia porque são relacionáveis com a segurança estrutural avaliada pelos estados limites últimos. Os estudos paramétricos aqui referidos incidiram sobre o mesmo edifício base utilizado no documento de calibração, onde não é dada a devida ênfase à investigação da magnitude dos deslocamentos relativos interpisos nem à grandeza das acelerações absolutas a que os edifícios estariam sujeitos.

Para melhor se compreender a dificuldade e o tempo envolvido necessário para a análise destes resultados, é exibido em anexo um quadro com os modelos estudados e respectivas durações em horas (Quadro A.1 - Anexo A), perfazendo um total de 932 horas; tal quadro evidencia o esforço computacional que foi exigido para que tais resultados fossem obtidos.

5

COMPARAÇÃO DAS CURVAS “PUSHOVER” DOS EDIFÍCIOS

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo foram estudadas as envolventes de resistência dos edifícios apresentados no ponto 4.1 do presente documento, considerando inicialmente ambos os edifícios isolados e numa fase posterior analisando a alteração nessa mesma envolvente associada ao efeito da colisão plástica.

A análise “pushover” é uma análise estática não linear sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico. Segundo o Eurocódigo 8 – parte 1 deverão ser aplicadas pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais. Uma distribuição “uniforme”, baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura (aceleração de resposta uniforme), e uma distribuição “modal”, proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição de forças laterais na direcção considerada, determinada por análise elástica.

Para efectuar essa análise recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000, onde foi considerado o comportamento não linear dos elementos estruturais através de dois modelos de rótulas plásticas, o primeiro criando automaticamente rótulas plásticas através das tabelas do FEMA 356 incorporadas no programa, e o segundo através da consideração de modelos de fibras.

Este capítulo teve como objectivo a compreensão das alterações na resistência dos edifícios quando estes sofrem colisão plástica devido a actividade sísmica. Uma vez que este fenómeno não é actualmente considerado no dimensionamento estrutural. Para tal foram estudados vários modelos considerando algumas das variações estudadas no capítulo anterior.

Pretendeu-se também nesta fase verificar se os edifícios apresentados no capítulo 4 foram adequadamente dimensionados para acções sísmicas, uma vez que estes foram obtidos directamente do artigo de referência de estudo da colisão (Shakya et al., 2007) sem ser objecto de análises não lineares. O projectista deve definir os membros resistentes ao sismo e seleccionar a sua disposição construtiva para garantir a correcta formação de rótulas plásticas nos locais escolhidos previamente, permitindo assim dissipar energia sem por em causa a resistência estrutural.

5.2 EDIFÍCIOS INDIVIDUALIZADOS SEM COLISÃO

Neste ponto pretendeu-se analisar as envolventes de resistência de ambos os edifícios isolados e verificar quais as diferenças observadas entre os modelos com comportamento não linear dos elementos estruturais definidos por rótulas automáticas (RA) e por modelos de fibras (MF). Estudando também o efeito das duas distribuições verticais de cargas laterais (uniforme e modal) para cada edifício. Tal como ilustrado na Figura 5.1 para o edifício 1 e na Figura 5.2 para o edifício 2.

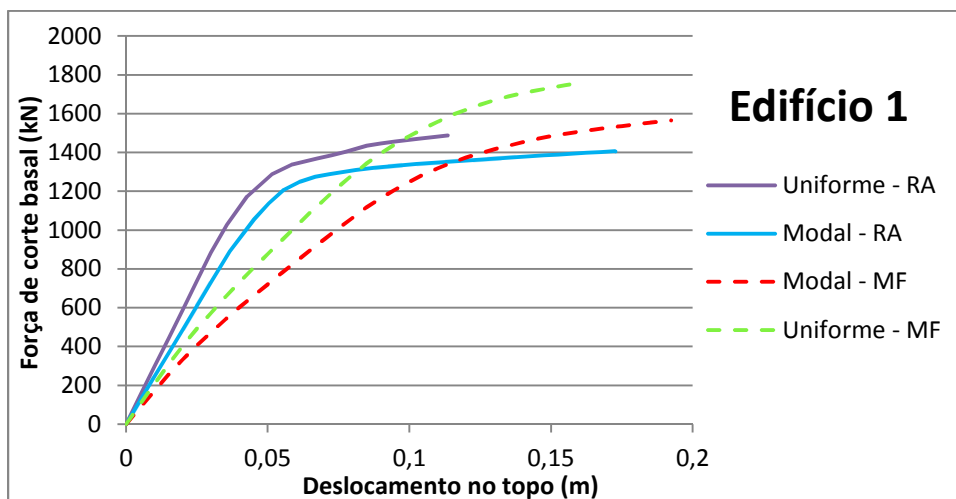


Figura 5.1 – Envolvente de resistência do edifício 1

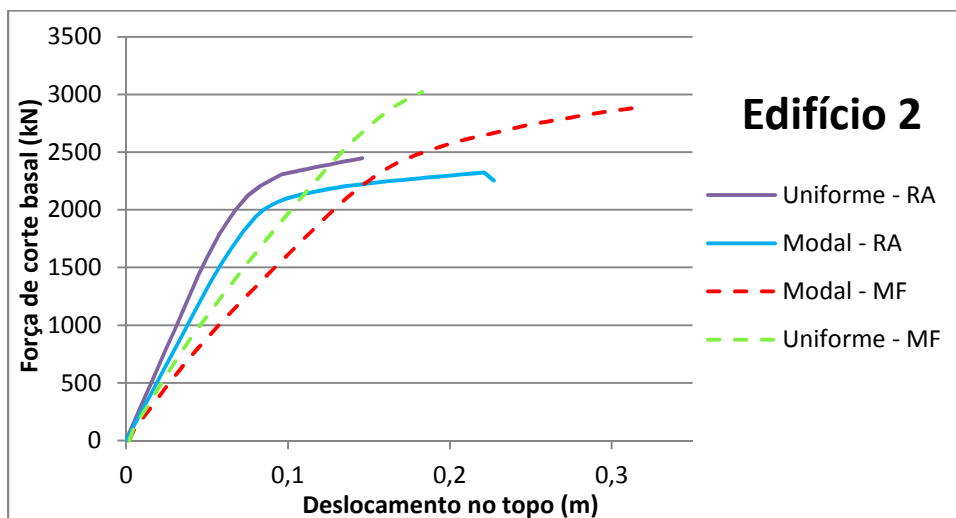


Figura 5.2 – Envolvente de resistência do edifício 2

Observou-se que a capacidade resistente depende da carga lateral aplicada. Para as estruturas analisadas, a distribuição uniforme de cargas laterais conduz a maiores capacidades resistentes, apesar de diminuir a ductilidade na rotura do edifício. De um modo simplificado a distribuição associada ao

primeiro modo de vibração pode ser substituída por uma distribuição triangular uma vez que a sua configuração é bastante semelhante.

Quanto ao modelo utilizado para definir as não linearidades dos materiais estruturais observou-se que recorrendo ao modelo de fibras se obtêm valores superiores (de resistência e de deslocamentos atingidos no topo do edifício) aos verificados com o modelo de rótulas plásticas. Isto está associado ao facto do modelo de fibras ser um modelo contínuo (e não pontualmente discreto como o modelo de rótulas plásticas) e portanto permitir uma melhor representação da redistribuição dos esforços ao longo da estrutura.

Verificou-se ainda que o edifício 2 apresenta maior capacidade resistente que o edifício 1 uma vez que apresenta maior número de pilares e também maior secção transversal dos pilares.

Ainda neste ponto foi estudada a influência do módulo de elasticidade do betão nas envolventes de resposta de ambos os edifícios. Essa variação está representada na Figura 5.3.

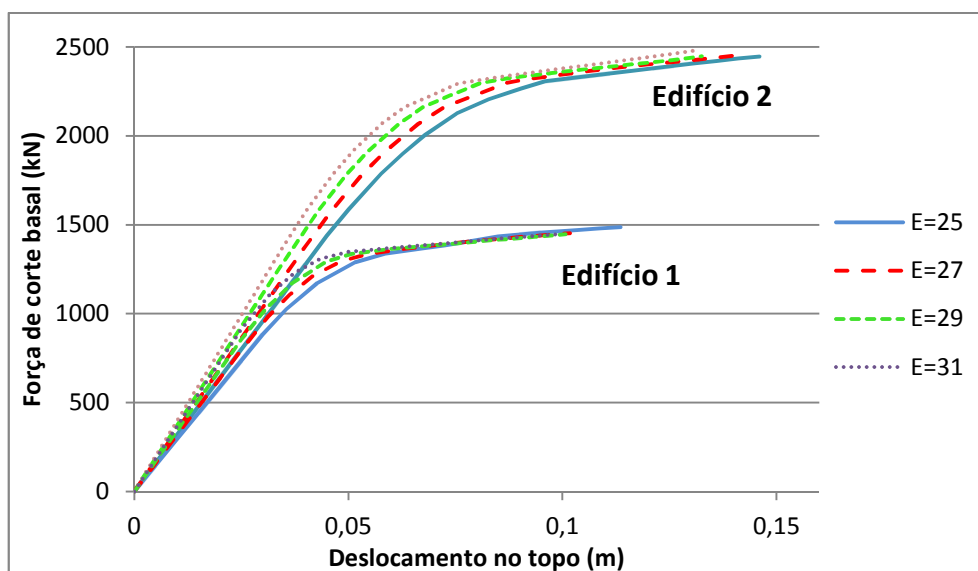


Figura 5.3 – Envolvente de resistências de ambos os edifícios com diferentes módulos de elasticidade

Observa-se um ligeiro crescimento da capacidade resistente para deslocamentos baixos e uma pequena diminuição de ductilidade na rotura dos edifícios, com o aumento do seu módulo de elasticidade. Tal deve-se ao aumento da rigidez dos edifícios com esta variação.

É também, mais uma vez, notada a superior capacidade resistente do edifício 2.

Como referido anteriormente, pretendeu-se também neste capítulo verificar se os edifícios foram correctamente dimensionados para resistir a acções sísmicas, no que diz respeito aos locais de plastificação dos membros estruturais. Na Figura 5.4 observa-se a localização das rótulas plásticas criadas durante a análise “pushover” no edifício 1.

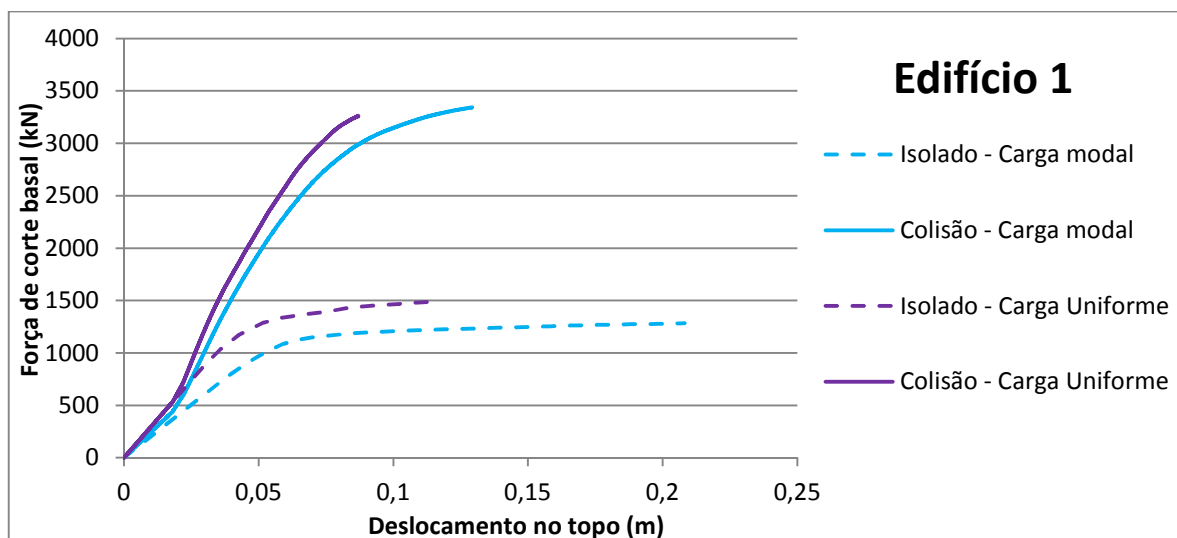


Figura 5.5 – Envoltória de resistência do edifício 1 sem e com colisão

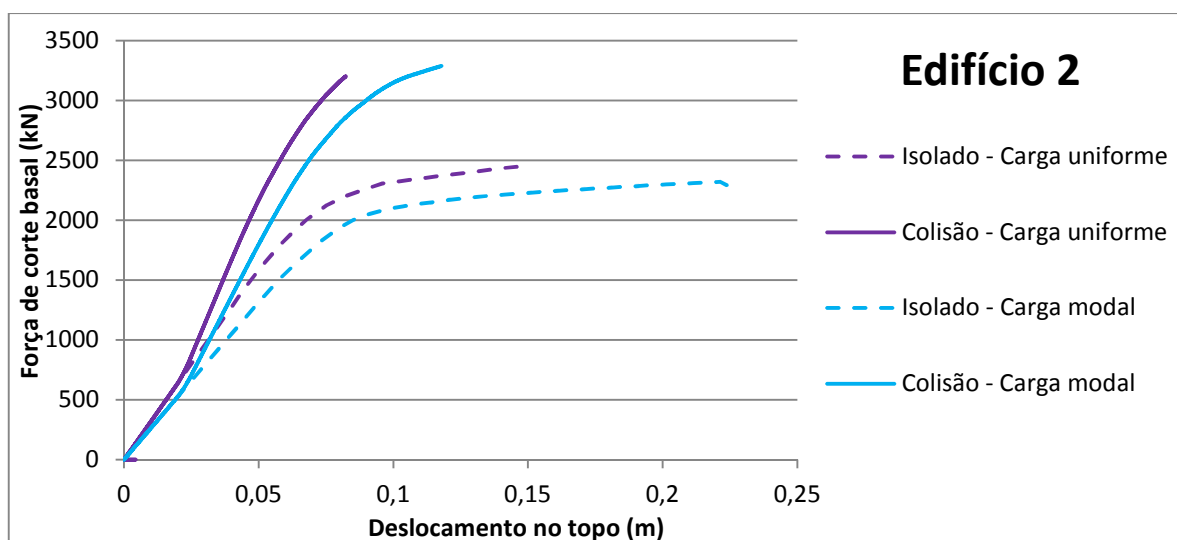


Figura 5.6 – Envoltória de resistência do edifício 2 sem e com colisão

Com esta análise verificou-se que para o edifício 1 a partir dos 2cm de deslocamento no topo, ou seja quando a distância de separação entre os edifícios é suprimida, há um incremento muito grande de capacidade resistente. O mesmo se observa para o edifício 2, tendo como única diferença que tal ocorre para um deslocamento no topo ligeiramente maior, um vez que este é mais alto sendo necessário um deslocamento superior no topo para que este colida com o edifício 1. Isto acontece pois quando os edifícios entram em colisão funcionam em conjunto, tendendo a sua capacidade resistente para o somatório da resistência dos dois edifícios isolados. É importante realçar que a modelação realizada conseguiu captar coerentemente e realisticamente este efeito. Apesar disso, a colisão provoca grandes tensões nas estruturas podendo levar a rotura estrutural.

É também de notar que a ductilidade na rotura dos edifícios sujeitos a colisão é consideravelmente inferior à verificada para os edifícios isolados.

Para melhor se compreender a reacção dos edifícios quando colidem são apresentadas na Figura 5.7 as rótulas plásticas criadas em ambas as estruturas, para um deslocamento no topo do edifício 2 de 5cm, quando o edifício 2 é “empurrado” contra o edifício 1.

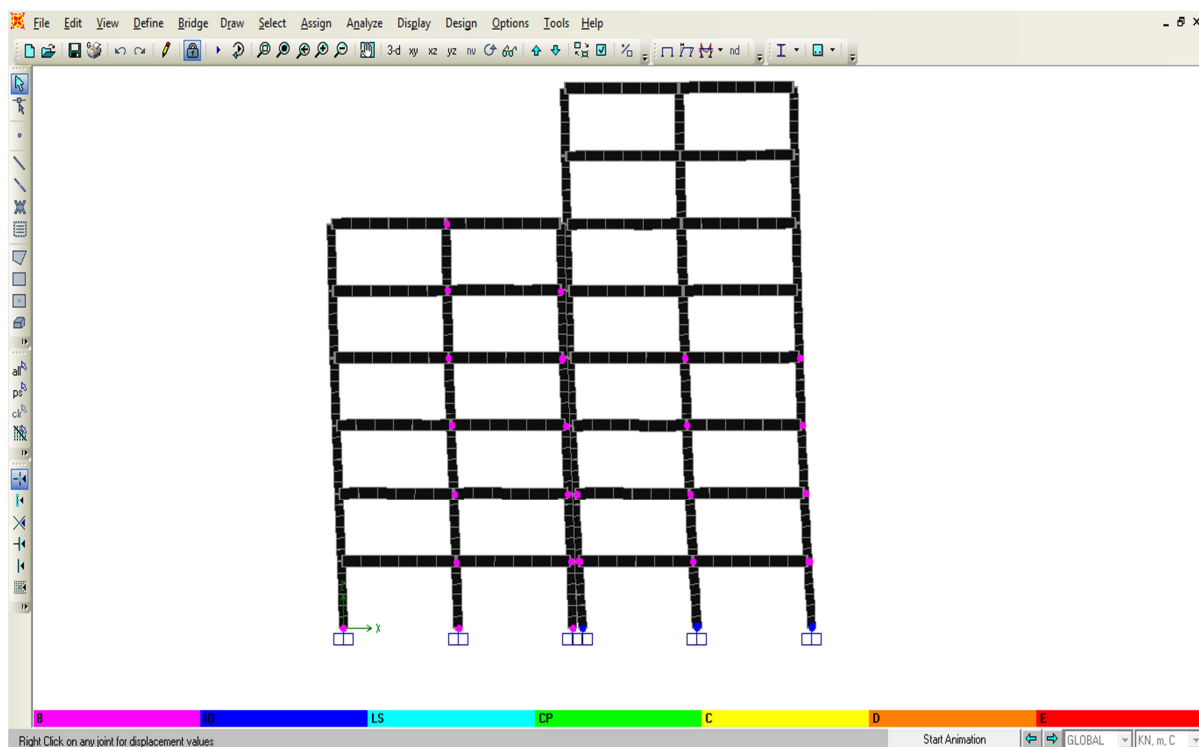


Figura 5.7 – Locais de plastificação dos elementos estruturais sujeitos a colisão (SAP2000)

A classificação das rótulas aqui apresentadas é referente às características não-lineares da relação força-deslocamento das mesmas apresentadas na Figura 3.12 do presente documento. Verificando-se na Figura 5.7 que a criação de rótulas se dá ao nível da base da estrutura o que, como já referido anteriormente, não permite que as estruturas dissipem energia sem por em causa a sua resistência.

Pretendeu-se também verificar a influência da variação de alguns parâmetros, referentes às características dos edifícios adjacentes, nas envolventes de resistência dos mesmos. Um desses parâmetros foi o afastamento entre os edifícios verificando para ambos as alterações ocorridas quando sujeitos a um carregamento lateral uniforme. Essas alterações estão representadas nas Figuras 5.8 e 5.9.

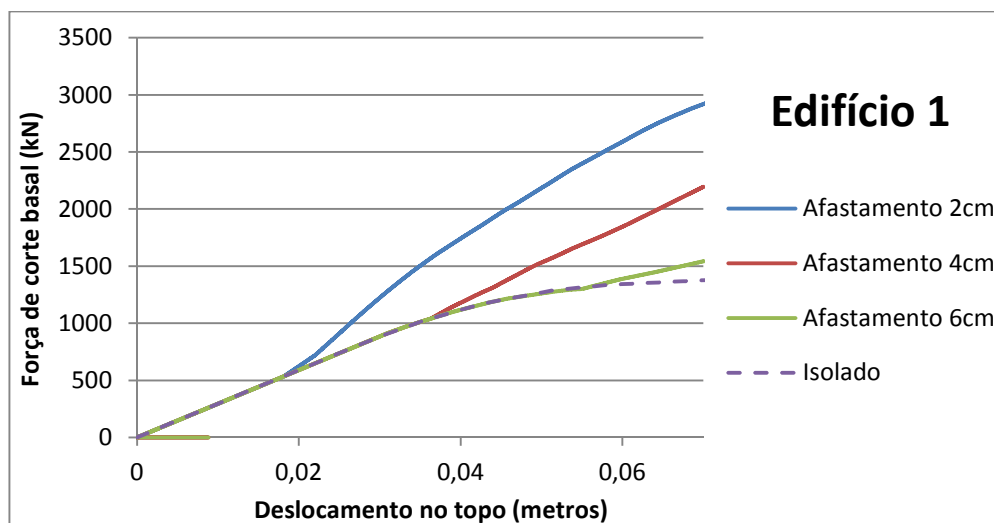


Figura 5.8 – Envolvente de resistência do edifício 1 com diferentes afastamentos

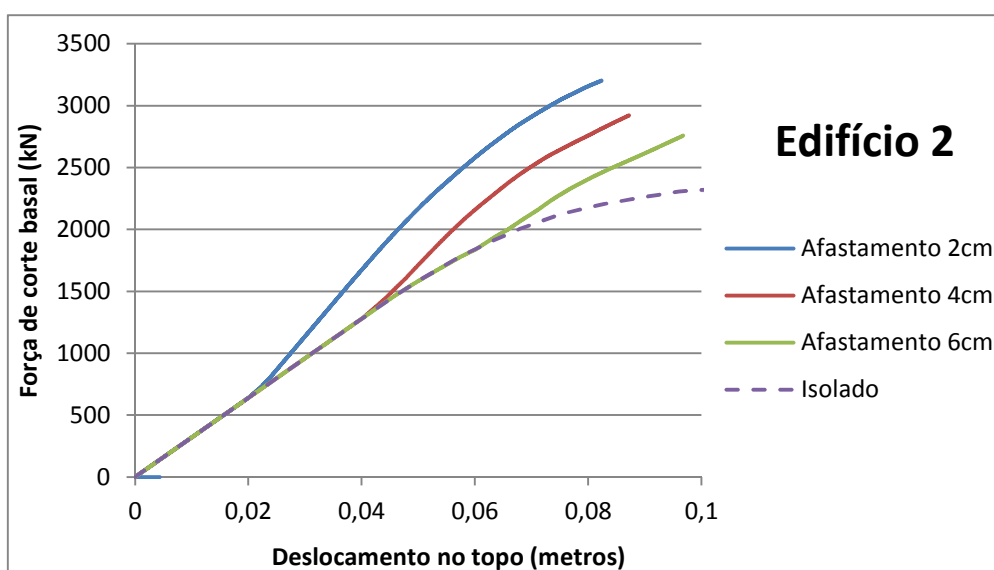


Figura 5.9 – Envolvente de resistência do edifício 2 com diferentes afastamentos

Observou-se, mais uma vez, que até se dar colisão a resistência se mantém igual. A partir desse momento há um aumento considerável do seu valor, tendendo em todos os casos para o somatório da resistência máxima de cada edifício isolado. Como já referido, tal deve-se ao facto de quando estes colidem passarem a funcionar em conjunto.

Outro dos parâmetros estudados foi a altura dos interpisos (h). Variando simultaneamente a altura dos dois edifícios com valores de h iguais a 3; 3,5 e 4m. Os efeitos dessa variação nas envolventes de resistência estão representados nas figuras 5.10 e 5.11.

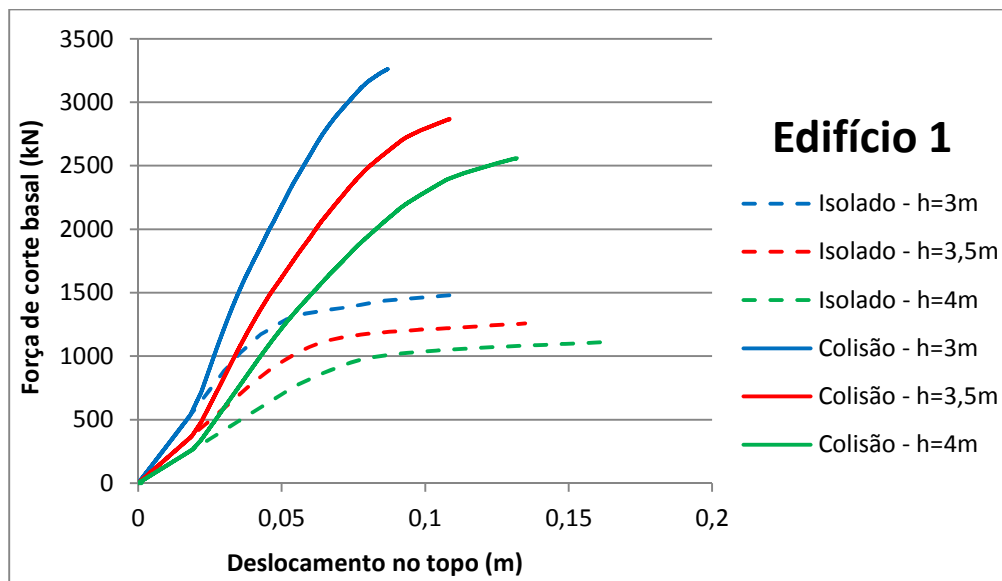


Figura 5.10 – Envolvente de resistência do edifício 1 sem e com colisão para diferentes alturas dos interpisos

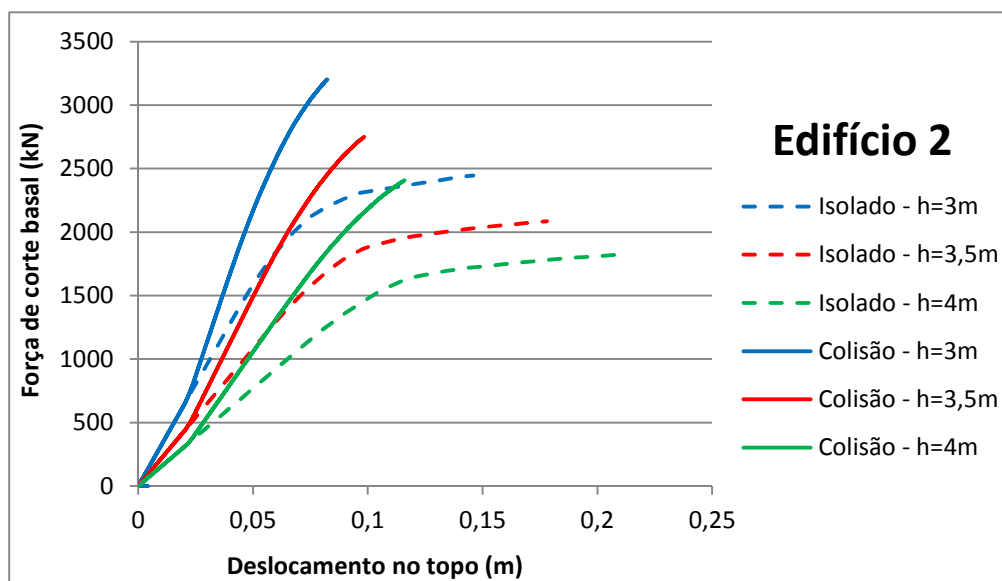


Figura 5.11 – Envolvente de resistência do edifício 2 sem e com colisão para diferentes alturas dos interpisos

Constatou-se que para as mesmas secções transversais dos pilares, há uma diminuição da capacidade resistente dos edifícios com o aumento da altura dos interpisos. No entanto, verificou-se o aumento da ductilidade na rotura dos mesmos como essa variação. Tal deve-se à diminuição da rigidez das estruturas.

Ainda nesta fase foram também analisadas as alterações provocadas nas envolventes de resistências dos dois edifícios sujeitos a colisão, comparando esses resultados com os obtidos para os edifícios isolados, como se pode observar nas Figuras 5.12 e 5.13.

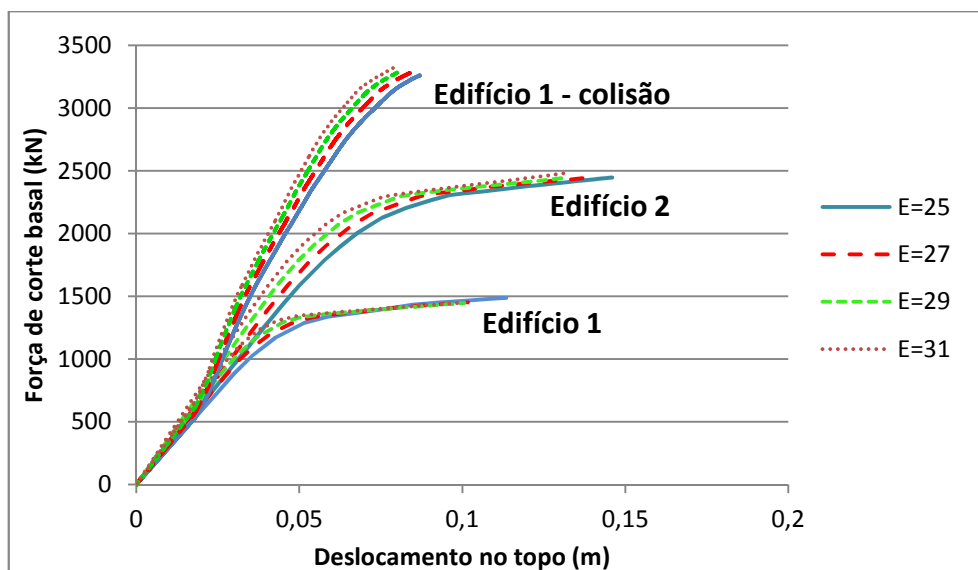


Figura 5.12 – Envolvente de resistência do edifício 1 com colisão e de ambos os edifícios isolados para diferentes módulos de elasticidade

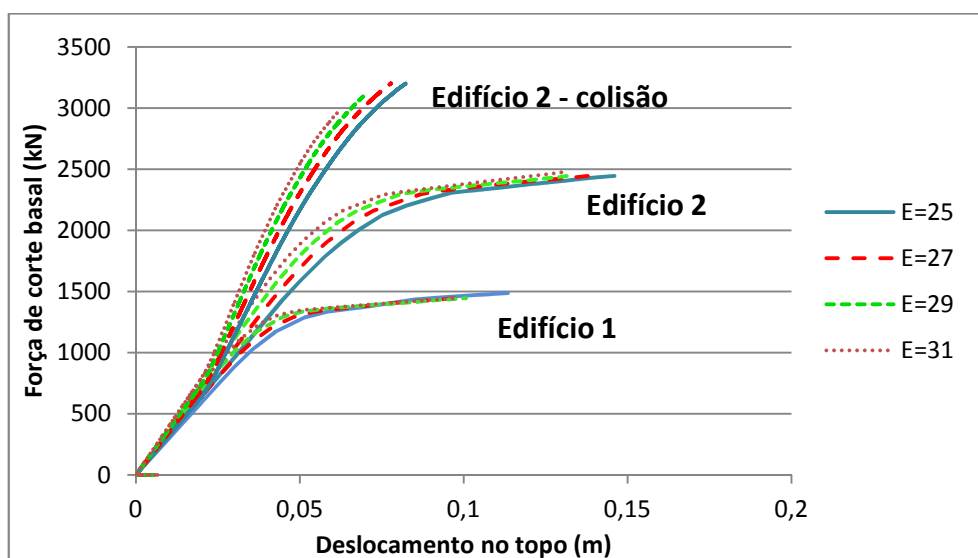


Figura 5.13 – Envolvente de resistência do edifício 2 com colisão e de ambos os edifícios isolados para diferentes módulos de elasticidade

Quando os edifícios são sujeitos a colisão observa-se a mesma variação já referida no ponto 5.2 deste documento para edifícios isolados, sendo de notar que quando os edifícios colidem se observam envolventes de resistência semelhantes para ambos os edifícios, o que se deve ao facto de para pequenos deslocamentos no topo os edifícios isolados apresentarem capacidades resistentes praticamente iguais. Nota-se ainda que para deslocamentos no topo de 7cm, quando os edifícios atingem o patamar de cedência, quando sujeitos a colisão o edifício 1 recebe um incremento de resistências de cerca de 60% enquanto o edifício 2 aumenta a sua capacidade resistente cerca de 30%.

Foram também neste ponto estudados dois modelos de edifícios com afastamento entre eles de 2cm, sob a acção sísmica registada para o sismo de Kobe, normalizada para uma zona de sismicidade equivalente à de Lisboa. Sendo que um deles considera o comportamento não linear das estruturas através da definição de rótulas plásticas e o outro considera as estruturas com comportamento linear. Pretendeu-se aqui analisar as diferenças observadas para esses dois modelos no que diz respeito às forças de corte basal máximas obtidas. Estando representadas no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Forças de corte basal

		Corte Basal – comportamento linear	Corte Basal - comportamento não linear	Redução (%)
Edifício 1	max	2112,56	1420,75	32,75
	min	-2006,55	-1167,88	41,80
Edifício 2	max	2350,13	1644,44	30,03
	min	-3193,15	-1893,80	40,69

Constatou-se que com a consideração do comportamento não linear das estruturas se verifica uma grande redução no valor de forças de corte basal obtido para ambos os edifícios, devida à dissipação de energia quando os materiais entram em regime plástico. Observaram-se ainda deslocamentos máximos no topo do edifício 1 de 4,7 cm e no edifício 2 de 6,0 cm, quando sujeitos a colisão, demonstrando -- em conjunto com os valores do Quadro 5.1 e as Figuras 5.5 e 5.6 -- que os edifícios têm capacidade resistente suficiente para resistir a este sismo.

6

CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES ACERCA DO TRABALHO ELABORADO

O objectivo principal deste trabalho consiste no estudo da colisão sísmica entre edifícios adjacentes, dando-se especial atenção às forças de impacto verificadas nas estruturas, efectuando-se um estudo paramétrico sobre a influência de algumas das características dos edifícios adjacentes na variação dessas forças quando sujeitos a uma acção sísmica.

Após uma revisão bibliográfica, o trabalho começou por apresentar algumas considerações gerais sobre este fenómeno, revelando a importância do seu estudo e a necessidade deste vir a ser considerado durante o dimensionamento estrutural de edifícios adjacentes. Foram também estudados alguns dos modelos analíticos de ligações de contacto para simulação da colisão, apresentando-se uma descrição sumária de cada um, bem como as suas vantagens e inconvenientes.

Para desenvolver este estudo usou-se como calibração um modelo de edifícios estudados por Shakya *et al.* (2007), constatando-se resultados semelhantes, quer ao nível de forças de impacto, quer no que diz respeito a deslocamentos relativos dos interpisos. Procedeu-se assim à análise paramétrica referida usando esse mesmo modelo como base. As características dos edifícios aqui estudadas foram: o tipo de elemento de ligação usado e a influência do seu amortecimento e rigidez nas forças de impacto, as características do betão, o ponto de impacto para o modelo de colisão piso-pilar, o comprimento dos vãos, a altura dos interpisos, a solicitação sísmica, o afastamento entre os edifícios e a variabilidade temporal da acção sísmica.

Constatou-se que o elemento linear se apresenta insuficiente para modelação da colisão, sendo também insignificante as alterações nas forças de impacto com a variação da sua rigidez. Quanto ao elemento linear combinado com o elemento de Kelvin-Voigt, verificou-se uma resposta mais realista com dados bibliográficos de referência, sendo que com o aumento do seu amortecimento houve um crescimento da dissipação de energia levando a menores forças de impacto. Nesta fase foram estudados dois modelos de colisão, piso-piso e piso-pilar, observando-se maiores forças de impacto na colisão piso-piso. No entanto nota-se que na colisão piso-pilar, para além de existirem mais pontos de impacto, esta dá-se em zonas mais frágeis podendo ser muito mais problemático para as estruturas.

No que diz respeito às características do betão, foi estudada a variação do seu módulo de elasticidade. Verificou-se que, com o seu aumento, há um crescimento da rigidez dos edifícios conduzindo a menores deslocamentos e consequentemente a menores forças de impacto.

Quando ao ponto de impacto, concluiu-se que para o modelo aqui apresentado é mais prejudicial que a colisão se dê a 1/2 da altura dos pilares.

Com a variação do comprimento dos vãos dos edifícios em simultâneo, notou-se que em termos gerais as forças de impacto aumentaram com o seu crescimento, o que se deve ao aumento da massa das estruturas e consequente diminuição das suas frequências próprias.

No estudo da altura dos interpisos verificou-se uma diminuição das forças de impacto com o seu crescimento, no topo do edifício 1. Observando-se o oposto nos primeiros pisos.

Neste trabalho foram estudados três sismos (Kobe, Northridge e Loma Prieta). Observou-se que para os sismos de Loma Prieta e Northridge houve uma diminuição quer no número de impactos quer no valor da sua força com o aumento da distância de separação entre os edifícios. No entanto no que diz respeito ao Kobe verificou-se maior inconstância de resultados, devido à sua grande variabilidade temporal, que se demonstrou ser a de efeitos mais gravosos das três apresentadas, quando normalizadas para a mesma aceleração máxima. Sendo a de Loma Prieta a que apresenta menores valores de força de impacto.

Nestes estudos foi dada maior atenção às forças de impacto verificadas durante a colisão, pois são os únicos elementos disponíveis na maior parte da bibliografia. Constatou-se durante a execução destas análises um grande esforço computacional exigido, o que se reflectiu num grande número de horas para a sua obtenção.

Este trabalho teve como objectivo complementar o estudo das envolventes de resistência dos edifícios sem e com colisão. Para tal recorreu-se a análises “pushover”.

Ao contrário do projecto para outro tipo de acções, no dimensionamento e verificação da segurança de uma estrutura à acção sísmica, admite-se que esta se possa deformar para além do seu limite elástico, controlando o seu nível de deslocamentos global e local. Uma análise elástica, em que se limita a deformação dos elementos ao ponto em que estes atingem a sua tensão máxima, pode encarecer consideravelmente a concepção da estrutura. Assim, o estudo do comportamento não linear e a avaliação da ductilidade disponível na estrutura são aspectos muito importantes quando se pretende aproveitar a capacidade de deformação para além do limite elástico. Uma vez que a análise dinâmica não linear se apresenta de difícil execução e aplicabilidade prática imediata em gabinetes de projecto desenvolveram-se várias metodologias de análise “pushover”, na tentativa de obter resultados semelhantes através de sucessivas análises estáticas, considerando também o comportamento não linear dos materiais.

Com esse intuito foram efectuadas análises admitindo dois modelos para caracterizar o comportamento não linear dos materiais, modelo com não linearidades concentradas (rótulas plásticas) e modelo com não linearidades distribuídas (modelo de fibras), sendo em ambos consideradas duas distribuições verticais de forças laterais, uniforme e modal, como exigido pelo Eurocódigo 8.

Verificou-se que a capacidade resistente depende da carga lateral aplicada. Para as estruturas analisadas, a distribuição uniforme de cargas laterais conduz a maiores capacidades resistentes, apesar de diminuir a ductilidade na rotura do edifício. Observou-se ainda que recorrendo ao modelo de fibras se obtêm valores superiores (de resistência e de deslocamentos atingidos no topo do edifício) aos

verificados com o modelo de rótulas plásticas. Isto está associado ao facto do modelo de fibras ser um modelo contínuo (e não pontualmente discreto como o modelo de rótulas plásticas) e portanto permitir uma melhor representação da redistribuição dos esforços ao longo da estrutura e o consequente aumento da resistência.

Estudaram-se também as alterações provocadas nas envolventes de resistência dos edifícios com a variação do módulo de elasticidade do betão, da altura dos pisos e do afastamento entre os edifícios adjacentes. Sendo todas essas características analisadas para os edifícios isolados e para o caso de haver colisão.

Com a análise sísmica dos edifícios verificou-se que quando a distância de separação entre os dois edifícios é suprimida (associado a uma colisão plástica), ocorre um incremento muito grande de capacidade resistente conforme foi avaliado através de análises estáticas não-lineares do tipo “pushover”. Isto acontece pois quando os edifícios entram em colisão funcionam em conjunto, tendendo a sua capacidade resistente para o somatório da resistência dos dois edifícios isolados. É importante realçar que a modelação realizada conseguiu captar coerentemente e realisticamente este efeito, sendo no entanto de mencionar que tais análises não incorporam a dinâmica do choque (o que constitui uma limitação deste tipo de análises). No entanto, também foi provado que a dinâmica de colisão provoca grandes tensões nas estruturas podendo levar à sua rotura. Notou-se ainda que a ductilidade na rotura dos edifícios sujeitos a colisão é consideravelmente inferior à verificada para os edifícios isolados.

No que diz respeito ao módulo de elasticidade constatou-se um ligeiro crescimento da capacidade resistente para pequenos deslocamentos e uma ligeira diminuição de ductilidade na rotura dos edifícios, com o seu aumento.

Neste estudo verificou-se ainda que para as mesmas secções transversais dos pilares, há uma diminuição da capacidade resistente dos edifícios com o aumento da altura dos pisos. No entanto, verificou-se o aumento da ductilidade na rotura dos mesmos como essa variação. Tal deve-se à diminuição da rigidez das estruturas.

Em suma, conclui-se que os parâmetros estudados alteram significativamente quer a capacidade resistente dos edifícios quer as forças de impacto observadas durante actividade sísmica. Verificou-se ainda a necessidade de serem incluídas considerações sobre a colisão entre edifícios nos regulamentos de dimensionamento estrutural, uma vez que esta provoca grandes solicitações nas estruturas e altera consideravelmente as suas envolventes de resposta.

6.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Como já foi referido anteriormente neste documento, o fenómeno da colisão 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 examinadas em pormenor.

Seria assim vantajoso investigar mais aprofundadamente os efeitos da interacção solo-estrutura na resposta dos edifícios quando sujeitos a colisão, incluindo numa primeira aproximação molas e amortecedores associados à representação das propriedades do solo de fundação.

Também para cada um dos casos paramétricos dos edifícios analisados em que se determinaram os instantes e as grandezas das forças de impacto desenvolvidas, seria interessante também determinar os deslocamentos as velocidades e as acelerações relativas e absolutas dos pisos, comparando os seus valores com as situações sem impacto.

Sugere-se ainda que futuramente seja estudado o fenómeno de colisão entre edifícios tendo em consideração efeitos de torção.

Outro estudo a desenvolver sobre esta temática, é a probabilidade da colisão sísmica, inicialmente investigados por Lin e Weng, (2001 e 2011), em que se estudou o risco de ocorrer o choque.

De forma a conhecer as potencialidades e limitações do programa SAP2000 para a realização de análises “pushover”, recomenda-se o alargamento deste estudo a um maior número de edifícios, com características geométricas e mecânicas variáveis.

Referências Bibliográficas

- Abdullah, M. M., Hanif, J. H., Richardson, A. and Sobanjo, J. (2001). "Use of a shared tuned mass damper (STMD) to reduce vibration and pounding in adjacent structures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 30, pp. 1185-1201.
- Almeida, R.F., Barros, R.C. (2003a). "A new multimode load pattern for pushover analysis: the effect of higher modes of vibration", 4th International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures, ERES 2003, Ancona, Italy.
- Almeida, R.F., Barros, R.C. (2003b). "Comparação entre Análise Pushover e Análise Dinâmica Não-Linear: A Importância dos Modos Superiores de Vibração", VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional, Évora.
- Anagnostopoulos, S.A. 2004. *Equivalent viscous damping for modeling inelastic impacts in earthquake pounding problems*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 33(8): 8972902.
- Anagnostopoulos, S.A. 1995. *Earthquake induced pounding: state of the art*. Proceedings, 10th European Conference on Earthquake Engineering. 8972905, A. A. Balkema, Rotterdam.
- Anagnostopoulos, S.A. 1988. *Pounding of buildings in series during earthquakes*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 16(3). 4432456.
- ATC-40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Vol. 1 & 2. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Barros, R.C., Almeida, R.F. (2005). "Pushover Analysis of Asymmetric Three-Dimensional Building Frames", *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. XI, N°1, pp. 3-12, Vilnius, Lithuania.
- Barros, R.C., Cesar, M.B. (2010). *Performance Based Design of Building Structural Frames Using Static Non-Linear Analysis*. In the book 'Developments and Applications in Computational Structures Technology', editors: B. Topping, J. Adam, F. Pallares, R. Bru and M. Romero, Saxe-Coburg Publications. Chapter 25, pp. 269-308.
- Bento, R. (2003). "Análises estáticas não lineares – Eurocódigo 8", Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica, IST, Lisboa, Portugal.
- Bertero, V.V., Collins, R.G. (1973). *Investigation of the failures of the Olive View stairtowers during the San Fernando earthquake and their implications on seismic design*. EERC report No. 73-26. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Bertero, V. (1996). *Implications of observed pounding of buildings on seismic code regulations*. Earthquake Engineering Research Center, University of California.

- Bertero, V. (1986). *Observation of structural pounding*. In: Proc. Int. Conf.: The Mexico Earthquake - 1985, American Society of Civil Engineers.
- CEN, Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: regras gerais e regras para edifícios. 2010.
- CEN, Eurocódigo 8, Parte 1-1: Regras gerais – Acções sísmicas e requisitos gerais para as estruturas.
- CEN, Eurocódigo 8, Parte 1-2: Regras gerais – Regras gerais para edifícios.
- César, M.T., Barros, R.C. (2009). *Seismic Performance of Metallic Braced Frames by Pushover Analyses*, ECCOMAS Thematic Conference Compdyn 2009, Rhodes - Greece.
- Chau, K.T., Wei, X.X. (2001). *Pounding of structures modelled as non-linear impacts of two oscillators*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 30:633–651.
- Chau, K.T., Wei, X.X., Guo, X., Shen, C.Y. (2003). *Experimental and theoretical simulations of seismic poundings between two adjacent structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 32:537–554. DOI: 10.1002=eqe.231.
- Cole, G., Dhakal, R., Carr, A., e Bull, D. (2010). *Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage*. 2010 NZSEE Conference.
- Cole, G.L. et al. (2009a). *The effect of diaphragm wave propagation on the analysis of pounding structures*, Proc. 2nd Int. Conf. on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN). Paper CD200. Rhodes, Greece
- Cole, G.L. et al (2009b). *The Significance of Lumped or Distributed Mass Assumptions on the Analysis of Pounding Structures*. Proc. 13th Asia Pacific Vibration Conference. Paper 66. Canterbury, New Zealand.
- Conoscente, J.P. et al. (1992). *Dynamic analysis of impacting structural systems*. Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering. pp. 3899-3903.
- Coutinho, D. (2008). *Análise “Pushover” de Edifícios de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Davis, RO. (1992). *Pounding of buildings modelled by an impact oscillator*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 21:253 –274.
- Dimitrakopoulous, N. (2009). *Dimensional analysis of the earthquake-induced pounding between adjacent structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 38(7). 867-886
- Fajfar, P., Fischinger, M. (1988). “N2 – A Method for Non-Linear Seismic Analysis of regular Structures”, Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tóquio - Quioto, Japão.
- Fajfar, P. (2000). “A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Designs”, Earthquake Spectra, Vol. 16, n. ° 3, pp. 573-592;
- Favvata, M.J., Karayannis, C.G. (2008). *Non-linear static versus dynamic analyses for the interaction of structures*. 7th European Conference on Structural Dynamics, EURODYN. Southampton. E-18.

- Favvata, M.J., Karayannis, C.G. (2005a). *Earthquake-induced interaction between adjacent reinforced concrete structures with non-equal heights*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 34(1). 1220.
- Favvata, M.J., Karayannis, C.G. (2005b). *Inter-story pounding between multistory reinforced concrete structures*. Structural Engineering and Mechanics. 20(5). 505226.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings, FEMA-356.
- 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.
- Jankowski, R. (2005). *Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 34(6). 5952611.
- Jankowski, R. (2004). *Non-linear viscoelastic model of structural pounding*. 13th World Conf. on Earthquake Engrg., Vancouver, Canada, 1-6 August.
- Jankowski, R., Wilde, K., Fujino, Y. (2000). *Reduction of pounding effects in elevated bridges during earthquakes*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, pp. 195-212.
- Jeng, V., Tzeng, W.L. (2000). *Assessment of seismic pounding hazard for Taipei City*. Engineering Structures 22(5). 4592471.
- Goldsmith, W. (1960). *Impact: the theory and physical behaviour of colliding solids*. London: E. Arnold.
- Gomes, L.M. (2010). *Análise pushover – caso de estudo*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- Kawashima, K., Shoji, G.(2000). *Effect of restrainers to mitigate pounding between adjacent decks subjected to a strong ground motion*. Proceeding of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 1435.
- Kasai, K., Jagiasi, A.R., Jeng, V. (1996). *Inelastic vibration phase theory for seismic pounding mitigation*. Journal of Structural Engineering, 122 (10), pp. 1136-1146.
- Garcia, D.L. (2004). *Separation between adjacent nonlinear structures for prevention of seismic pounding*. Proceeding of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 478.
- LESSLOSS, 2007. *Analysis of hammering problems. Stage 2*. ULIEGE.
- Maison, B.F., Kasai, K. (1990). *Dynamics of pounding when two buildings collide*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 21(9). 7712786.
- Mahin, S.A., Bertero, V.V., Chopra, A.K., Collins, R.G. (1976). *Response of the Olive View Hospital main building during the San Fernando earthquake*. EERC report No. 76-22. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California.

- Mier, J.G.M., Preuijssers, A.F., Reinhardt, H.W., Monnier, T. (1991). *Load-Time Response of Colliding Concrete Bodies*. Journal of Structural Engineering. 117, 354-374.
- Mouzakis, H.P., Papadrakakis, M. (2004). *Three dimensional nonlinear building pounding with friction during earthquakes*. Journal of Earthquake Engineering. 8(1). 1072132. 9
- Muthukumar, S., DesRochs, R. (2005). *"Evaluation of impact models for seismic pounding"*. Proceeding of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 235.
- Muthukumar, S., DesRoches, R. (2006). *A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 35(7). 8112828.
- Oguz, S. (2005). *Evaluation of pushover analysis procedures for frame structures*. Dissertação de Mestrado.
- Park, R., Pauley, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons, New York.
- Pereira, V. (2009). *Estudo paramétrico sobre o desempenho de pórticos de betão armado com base em sucessivas análises “pushover”*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Pereira, V.G., Barros, R.C., César, M.T. (2009a). *A Parametric Study of a R/C Frame Based on “Pushover” Analysis*, International Conference on Integrity Reliability And Failure (IRF’2009), FEUP, Porto, Portugal.
- Pereira, V.G., Barros, R.C., César, M.T. (2009b). *Pushover Analyses of a R/C Frame by distinct Software*, 12th EPMESC, 30 Nov-3rd Dec 2009, H.K.-Macao, China.
- Priestley, M.J.N., Park, R. (1984). *Strength and ductility of bridge substructures*. Research Report n° 84-20, University of Canterbury.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M.S (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, New York.
- Rahman, A.M. et al. (2001). *Seismic pounding of a case of adjacent multiple-storey buildings of differing total heights considering soil flexibility effects*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering 34(1). 40259.
- Ruangrassamee, A., Kawashima, K. (2003). *"Control of nonlinear bridge response with pounding effect by variable dampers"*. Engineering Structures, Vol. 25, pp. 593-606.
- Shakya, K. Wijeyewickrema, A. Ohmachi, T. (2007). *Seismic pounding analysis of multi-story reinforced concrete buildings considering effects of underlying soil*.
- Shakya, K. et al. (2008). *Mid-Column Seismic Pounding of Reinforced Concrete Buildings in a Row Considering Effects of Soil*. 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- Shakya, K., A. C. Wijeyewickrema (2009). *Mid-Column Pounding of Multi-Story Reinforced Concrete Buildings Considering Soil Effects*. Advances in Structural Engineering. 12(1). 71285.
- Wolf, J.P., Skrikerud, P.E. (1980). *Mutual pounding of adjacent structures during earthquakes*. Nuclear Engineering and Design, 57:253 –275.

Anexos

Anexo A: Duração da análise em SAP2000 dos diferentes modelos estudados

Quadro A. 1 – Modelos estudados e duração arredondada a horas da sua análise em SAP2000

Modelo	Colisão	Sismo	Elemento de ligação	Características	Duração (horas)	Situação
1	Piso-Piso	Kobe	Linear. K=5000000	E=25, v=6, h=3 e d=5	3	OK
2	Piso-Piso	Kobe	Linear. K=11000000	E=25, v=6, h=3 e d=5	3	OK
3	Piso-Piso	Kobe	Linear. K=15000000	E=25, v=6, h=3 e d=5	3	OK
4	Piso-Pilar	Kobe	Linear. K=5000000	E=25, v=6, h=3 e d=5	6	OK
5	Piso-Pilar	Kobe	Linear. K=11000000	E=25, v=6, h=3 e d=5	6	OK
6	Piso-Pilar	Kobe	Linear. K=15000000	E=25, v=6, h=3 e d=5	6	OK
7	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=300	E=25, v=6, h=3 e d=5	20	OK
8	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=5	6	OK
9	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=1200	E=25, v=6, h=3 e d=5	7	OK
10	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=1800	E=25, v=6, h=3 e d=5	7	OK
11	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=300	E=25, v=6, h=3, d=5 e I.I.=0,05	45	OK
12	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3, d=5 e I.I.=0,05	45	OK
13	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=1200	E=25, v=6, h=3, d=5 e I.I.=0,05	45	OK
14	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=1800	E=25, v=6, h=3, d=5 e I.I.=0,05	45	OK
15	Piso-Pilar	Kobe	Combinado. C=180	E=25, v=6, h=3 e d=5	120	ERRO
16	Piso-Pilar	Kobe	Combinado. C=360	E=25, v=6, h=3 e d=5	101	OK
17	Piso-Pilar	Kobe	Combinado. C=540	E=25, v=6, h=3 e d=5	100	OK
18	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=27, v=6, h=3 e d=5	6	OK
19	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=29, v=6, h=3 e d=5	6	OK

20	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=31, v=6, h=3 e d=5	6	OK
21	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	R=0,8; v=6; h=3 e d=5	6	OK
22	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	R=0,9; v=6; h=3 e d=5	6	OK
23	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	R=1,1; v=6; h=3 e d=5	6	OK
24	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	R=1,2; v=6; h=3 e d=5	6	OK
25	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=25, v=5, h=3 e d=5	6	OK
26	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=25, v=7, h=3 e d=5	6	OK
27	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=25; v=6; h=3,5 e d=5	6	OK
28	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=25; v=6; h=4 e d=5	6	OK
29	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=2	6	OK
30	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=3	6	OK
31	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=5	6	OK
32	Piso-Piso	Kobe	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=6	6	OK
33	Piso-Piso	L. Prieta	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=2	2	OK
34	Piso-Piso	L. Prieta	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=3	2	OK
35	Piso-Piso	L. Prieta	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=4	1	OK
36	Piso-Piso	Northridge	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=2	5	OK
37	Piso-Piso	Northridge	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=3	5	OK
38	Piso-Piso	Northridge	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=5	5	OK
39	Piso-Piso	Northridge	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=6	5	OK
40	Piso-Piso	Kobe - escalado	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=1	2	OK
41	Piso-Piso	Kobe - escalado	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=2	2	OK
42	Piso-Piso	L. Prieta - escalado	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=1	2	OK
43	Piso-Piso	L. Prieta -	Combinado.	E=25, v=6, h=3 e	1	OK

		escalado	C=600	d=2		
44	Piso-Piso	Northridge - escalado	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=1	2	OK
45	Piso-Piso	Northridge - escalado	Combinado. C=600	E=25, v=6, h=3 e d=2	2	OK
46	Piso-Pilar - 1/3 de h	Kobe	Combinado. C=360	E=25, v=6, h=3 e d=5	117	ERRO
47	Piso-Pilar - 1/3 de h	Kobe	Combinado. C=540	E=25, v=6, h=3 e d=5	115	ERRO
48	Piso-Pilar - 1/3 de h	Kobe	Linear. K=11000000	E=25, v=6, h=3 e d=5	6	OK
TOTAL (horas)					932	
TOTAL (dias)					38,83	

h – altura dos interpisos (metros)

E – módulo de elasticidade (GPa)

v – comprimento dos vão (metros)

d – distância de separação entre edifícios (metros)

I.I. – intervalo de integração numérica (segundos)