



**Filipe Luís Alves Ribeiro**  
Licenciado

# **Análise de Robustez de Estruturas Sujeitas a Eventos Sísmicos Consecutivos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre  
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: Professor Doutor Luís Canhoto Neves, Professor Auxiliar,  
Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova  
de Lisboa

Co-orientador: Professor Doutor André Ramos Barbosa, Assistant Professor,  
Oregon State University, E.U.A.

Júri:

Presidente: Professor Doutor Corneliu Cismasiu  
Arguente: Professora Doutora Rita Pereira Bento  
Vogal: Professor Doutor Luís Canhoto Neves



**Dezembro de 2011**



“Copyright” Filipe Luís Alves Ribeiro, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Agradecimentos

A realização deste trabalho contou com a colaboração de várias pessoas a quem estou imensamente grato e a quem quero deixar o meu reconhecimento pelo seu contributo.

Quero agradecer ao meu orientador científico, o Professor Luís Canhoto Neves, pela confiança que sempre depositou em mim e pelo incentivo que sempre me deu para fazer mais e melhor. Agradeço também a disponibilidade e a amizade que sempre teve, não só ao longo da realização deste trabalho mas ao longo do resto deste percurso que agora termina. O seu contributo foi decisivo e sem ele não teria sido possível chegar até aqui.

Deixo também o meu sincero agradecimento ao meu co-orientador, o Professor André Ramos Barbosa que, embora ocupado com a sua dissertação de doutoramento na *UC, San Diego*, teve uma disponibilidade total e me ajudou de forma extraordinária, não sendo para mim possível descreve-la nestas breves palavras. Agradeço as muitas horas que despendeu a tirar as minhas dúvidas e a orientar o meu trabalho, os artigos que me enviou, os ficheiros de OpenSees que me deu para iniciar o meu trabalho e a amizade que sempre demonstrou. Agradeço também o facto de me ter mostrado o verdadeiro significado de fazer investigação, remetendo para a pesquisa e reflexão as dúvidas que frequentemente lhe expunha.

Agradeço aos restantes docentes da secção de estruturas do Departamento de Eng<sup>a</sup> Civil da FCT-UNL pela disponibilidade que tiveram para me ajudar sempre que necessário.

Agradeço também aos meus colegas de curso pelo companheirismo e amizade que tivemos ao longo deste cinco anos, e que espero que predure por muitos mais. Agradeço em especial ao Renato e ao Pedro, os meus companheiros de sempre, por tornarem as inúmeras horas que passámos nesta maratona que foi o nosso curso numa espectacular experiência que jamais esquecerei. Agradeço a sua amizade e reconheço o seu enorme contributo para a conclusão deste ciclo. Agradeço também aos meus colegas monitores que sempre se mostraram disponíveis para me ajudar, especialmente ao Leonardo, que me dispensou da correcção de algumas provas no final de 2010/2011, para me concentrar neste trabalho.

Não posso esquecer os meus amigos, que mantiveram a minha sanidade mental a níveis aceitáveis, com a diversão necessária e os momentos inesquecíveis que passámos, e certamente se repetirão no futuro. Deixo uma palavra especial à Inês Oliveira, que decidiu seguir os meus passos e vir estudar Eng<sup>a</sup> Civil para a FCT. Mas também à Ana Rita, Rita, António, Diogo, Marta, Elisa e Sara. Um grande obrigado também ao Filipe Pereira por ser um grande exemplo, apoio e, sobretudo, um grande amigo.

Por último, mas sem dúvida o maior de todos os contributos, é o da minha família. Como base para tudo o que na minha vida se passará quero aqui deixar uma palavra de amor e agradecimento aos meus pais, por sempre me apoiarem nos momentos bons e maus e por me incentivarem a seguir os caminhos que por vezes parecem mais sinuosos, assim como, por me mostrarem a beleza do conhecimento. À minha irmã, por ser a pedra mais preciosa

que guardo na minha vida. Espero que, com o meu percurso, deixe um exemplo bom, de que devemos seguir aquilo em que acreditamos. À minha avó por me ter dado todo o amor e apoio durante estes anos. Agradeço à Rosa, fonte de toda a minha inspiração, equilíbrio dos meus desequilíbrios, companheira de todos os momentos, pelo seu infinito amor que, em especial nesta fase de dedicação profissional, me mostrou qual era o verdadeiro significado de apoiar alguém incondicionalmente.

# Resumo

Os sismos não podem ser avaliados como eventos isolados. A ocorrência de sismos de elevada intensidade conduz, normalmente, a eventos secundários com grandes consequências. Exemplos de eventos consecutivos aos sismos são incêndios, explosões (e.g. devido a fugas de gás), tsunamis e/ou réplicas.

É expectável que estruturas dimensionadas de acordo com os regulamentos sísmicos (e.g. Eurocódigo 8 - EC8 [29]) que sejam sujeitas a um sismo de elevada magnitude (diga-se sismo principal) se encontrem estruturalmente debilitadas imediatamente após ocorrência do mesmo. Admitindo que neste contexto as estruturas não colapsaram, interessa aos serviços que tenham a seu cargo a avaliação expedita e as tomadas de decisão de curto-prazo em cenários pós-sismo, disporem de ferramentas que permitam analisar a capacidade dessas estruturas em resistirem a efeitos de eventos múltiplos consecutivos que geralmente se seguem a um sismo principal.

Neste trabalho apresenta-se um método para a análise de robustez de estruturas sujeitas a eventos múltiplos consecutivos após ocorrência de um sismo principal. Aplica-se este método a uma estrutura metálica porticada dimensionada de acordo com o EC3 [28] e EC8 [29] para a região de Lisboa. Admite-se que a estrutura é primeiro sujeita a um sismo principal e é depois sujeita a um de dois cenários possíveis. No primeiro, assume-se que a estrutura debilitada é sujeita a uma réplica, e no segundo, assume-se que a estrutura debilitada perde um elemento de suporte (por efeito de um incêndio ou explosão) e de seguida é sujeita a uma réplica. Para simular estes dois cenários, procede-se a uma definição probabilística da acção sísmica principal e da réplica. A estrutura é modelada usando elementos finitos de plasticidade semi-concentrada. São realizadas no OpenSees um número suficiente de análises física e geometricamente não lineares que permitam a obtenção de resultados com relevância estatística e consequente informação sobre a robustez estrutural. As análises dinâmicas são executadas submetendo a estrutura a acelerogramas reais adaptados à região de Lisboa. As acelerações espectrais são aproximadas por uma distribuição log-Normal e os acelerogramas são compatibilizados com o espectro de resposta em acelerações regulamentar usando um método baseado na "wavelet-based generation"[40].

## Palavras chave:

Robustez, Fiabilidade, Análise Sísmica, Análise Dinâmica Não-Linear e Réplicas.





# Abstract

In the aftermath of a strong earthquake (i.e., mainshock), non-collapsed buildings are prone to an increased risk of failure, resulting from damage caused by post-mainshock events such as fire, explosions (e.g., due to gas leak), tsunamis and aftershocks. The increased risk of failure associated with cascading events following a major earthquake is not, currently, considered in codes. These events can, however, have a very significant impact on life safety and recovery time.

In this study, a newly designed steel frame building to be located in Lisbon, Portugal, is analyzed considering two different sequences of events: (i) mainshock followed by aftershock, and (ii) mainshock followed by partial collapse of a structural element (due to explosion or fire) and then followed by an aftershock.

The safety of the structure under each sequence of events is evaluated in a probabilistic framework and compared to that associated with the mainshock alone. In this manner, a measure of the robustness of structures to cascading events can be defined, independently of the safety to collapse requirements present in codes.

The analysis required for assessment of the structural behavior of the case study structure under the sequence of events described above is based on a nonlinear finite element model of the structure, which is developed in OpenSees. The input ground motions are modeled considering historical earthquake records, adapted to the region of Lisbon, Portugal, by approximating the spectral accelerations as log-normal distribution and by modifying ground motion response spectra to match the code spectra using a wavelet-based based transformation method.

## **Keywords:**

Robustness, Reliability, Seismic Analysis, Non-linear Dynamic Analysis and Aftershocks.



# Índice

<b>Copyright</b>	<b>i</b>
<b>Agradecimentos</b>	<b>iii</b>
<b>Resumo</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xiii</b>
<b>Índice de Tabelas</b>	<b>xix</b>
<b>Lista de abreviaturas, siglas e símbolos</b>	<b>xxi</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações Gerais . . . . .	1
1.2 Objectivos . . . . .	2
1.3 Descrição do trabalho . . . . .	3
<b>2 Análise de Risco e Robustez Estrutural</b>	<b>5</b>
2.1 Teoria das Probabilidades . . . . .	5
2.1.1 Introdução . . . . .	5
2.1.2 Incertezas na prática da Engenharia . . . . .	6
2.1.3 Variáveis Aleatórias . . . . .	6
2.1.4 Processos Estocásticos e Extremos . . . . .	8
2.2 Fiabilidade estrutural e Análise de Risco . . . . .	10
2.2.1 Introdução . . . . .	10
2.2.2 Noção de risco . . . . .	10
2.2.3 Estados Limites . . . . .	11
2.2.4 Verificação da Segurança Estrutural . . . . .	11
2.2.5 Fiabilidade no âmbito da Engenharia de Estruturas . . . . .	12
2.2.6 Métodos de Fiabilidade do Segundo Momento . . . . .	14
2.2.7 Métodos de Simulação . . . . .	15
2.2.8 Análise de Risco . . . . .	17
2.3 Robustez estrutural . . . . .	18
2.3.1 Definição e Objectivos . . . . .	18
2.3.2 Métodos de Quantificação . . . . .	19
2.3.3 Robustez na Análise Sísmica . . . . .	21

2.3.4	Modelação da remoção directa de elementos durante a análise . . . .	23
2.4	Conclusões . . . . .	27
<b>3</b>	<b>Métodos Computacionais na Análise Sísmica</b>	<b>29</b>
3.1	Introdução . . . . .	29
3.2	Representação da acção sísmica . . . . .	30
3.3	Métodos de Análise Sísmica . . . . .	31
3.3.1	Introdução . . . . .	31
3.3.2	Análise Pushover . . . . .	33
3.3.3	Análise Dinâmica . . . . .	34
3.4	Performance-Based Earthquake Engineering . . . . .	45
3.4.1	Metodologia de Análise Probabilística de Risco de Colapso numa situação pós-sismo . . . . .	47
3.5	Definição dos Modelos Estruturais . . . . .	50
3.5.1	Considerações Gerais . . . . .	50
3.5.2	Métodos Computacionais . . . . .	51
3.5.3	Modelos de comportamento dos materiais . . . . .	53
3.5.4	Elementos . . . . .	56
3.6	Exemplos . . . . .	66
3.6.1	Considerações Iniciais . . . . .	66
3.6.2	Análise Pushover . . . . .	68
3.6.3	Análise Dinâmica . . . . .	77
3.7	Conclusões . . . . .	84
<b>4</b>	<b>Análise de Eventos Sísmicos Consecutivos</b>	<b>87</b>
4.1	Introdução . . . . .	87
4.2	Influência das réplicas na análise sísmica . . . . .	88
4.3	Método de Análise . . . . .	89
4.3.1	Abordagem do PEER . . . . .	89
4.3.2	Metodologia Desenvolvida . . . . .	90
4.3.3	Definição de variáveis aleatórias . . . . .	95
4.3.4	Caracterização probabilística de eventos sísmicos . . . . .	98
4.3.5	Ajuste de acelerogramas . . . . .	101
4.4	Conclusões . . . . .	105
<b>5</b>	<b>Exemplo de Aplicação</b>	<b>107</b>
5.1	Introdução . . . . .	107
5.2	Estrutura em estudo . . . . .	107
5.2.1	Caracterização e modelação da estrutura . . . . .	107
5.3	Escolha dos acelerogramas reais a utilizar na análise . . . . .	110
5.4	Definição dos parâmetros das análises dinâmicas . . . . .	114
5.4.1	Passo de tempo dos acelerogramas . . . . .	114
5.4.2	Passo de tempo da análise dinâmica . . . . .	114
5.5	Resultados . . . . .	115
5.5.1	Resultados obtidos numa das análises dinâmicas . . . . .	115
5.5.2	Resultados finais . . . . .	121
5.5.3	Análise da Resposta Estrutural em Função da Intensidade Sísmica . . . . .	124

5.5.4	Curva de capacidade para a estrutura em cenários pós-sismo principal	125
5.5.5	Variação do período fundamental da estrutura ao longo da análise	126
5.6	Estimativa da Resposta (Máxima) Média da Estrutura em Cenários Pós-Sismo Principal	131
5.6.1	Introdução	131
5.6.2	Ajuste de distribuições Normais ou log-Normais	133
5.6.3	Ajuste da distribuição Weibull	134
5.6.4	Aplicação	135
5.6.5	Resultados	137
5.7	Conclusões	138
<b>6</b>	<b>Conclusões</b>	<b>141</b>
6.1	Generalidades	141
6.2	Resultados e Análise	142
6.3	Desenvolvimento Futuro	144
	<b>Bibliografia</b>	<b>147</b>
<b>A</b>	<b>Dimensionamento Estrutural Segundo o EC3 e EC8</b>	<b>153</b>
A.1	Definição dos Espectros de Resposta Elástica Horizontal	153
A.2	Dimensionamento dos Pilares e Vigas de acordo com o EC3	157
A.2.1	Verificação da resistência das secções transversais	157
A.2.2	Verificação da segurança tendo em conta os efeitos de encurvadura	159
A.2.3	Perfis dimensionados	161
<b>B</b>	<b>Descrição da Análise de Elementos Finitos</b>	<b>163</b>
<b>C</b>	<b>Estudo de Convergência para Escolha do Passo de Tempo de Análise</b>	<b>169</b>
C.1	Períodos de vibração própria da estrutura	169
C.2	Deslocamentos inter-piso	170
C.3	Acelerações no topo do edifício	176
C.4	Comportamento Momento-Curvatura para secção do Pilar P4	180
C.5	Conclusão	182
<b>D</b>	<b>Resultados do Exemplo de Aplicação</b>	<b>183</b>
D.1	Resultados finais (médios)	183
D.2	Resultados individuais para dois cenários de dano localizado	186
D.3	Resultados numéricos	191
D.4	Resultados individuais para vários valores da aceleração da réplica	197



# Índice de Figuras

2.1	Caso bi-dimensional da representação da função estado limite e das variáveis aleatórias normalizadas . . . . .	15
2.2	Procedimento de Análise de Risco genérica (Fonte: [17]) . . . . .	17
2.3	Fluxograma de remoção dos elementos . . . . .	25
3.1	Acelerograma registado no sismo de Northridge (1994) . . . . .	30
3.2	Casos especiais na aplicação do Método de Newmark - (Fonte: [12]) . . . . .	38
3.3	Método de Newmark em sistemas não-lineares (Fonte: [12]) . . . . .	40
3.4	Método de Newton modificado aplicado à resolução da Equação de Equilíbrio Dinâmico (Fonte: [12]) . . . . .	41
3.5	Amortecimento proporcional à massa e proporcional à rigidez . . . . .	43
3.6	Amortecimento de Rayleigh (Fonte: [12]) . . . . .	44
3.7	Curvas de fragilidade obtidas em [34] . . . . .	49
3.8	Diagrama das classes mais elevadas de um modelo de elementos finitos no OpenSees (Fonte: [36]) . . . . .	52
3.9	Modelo bilinear do comportamento do aço (Fonte: [35]) . . . . .	53
3.10	Comportamento genérico de um material histerético (Fonte: [26]) . . . . .	54
3.11	Modelo de comportamento bilinear (Fonte: [26]) . . . . .	55
3.12	Relação tensão-extensão, para o modelo de comportamento do material usado, obtida numa das análises efectuadas . . . . .	56
3.13	Comparação do comportamento ao nível das secções num elemento com plasticidade distribuída para vários números (n) de pontos de integração . . . . .	61
3.14	Comparação do comportamento global (carga-deslocamento) e local ao nível da 1ª secção (carga-curvatura) para vários números (n) de pontos de integração . . . . .	61
3.15	Elemento com plasticidade semi-concentrada . . . . .	62
3.16	Zona de cedência numa viga com regime elástico-perfeitamente plástico (Fonte: [45]) . . . . .	63
3.17	Comportamento das duas primeiras secções (pontos de integração) do elemento com plasticidade distribuída . . . . .	65
3.18	Comportamento das duas primeiras secções (pontos de integração) do elemento com plasticidade semi-concentrada . . . . .	65
3.19	Relação deslocamento-força de corte na base do pilar para os dois elementos . . . . .	66
3.20	Relação momentos-curvatura na secção da base do pilar para os dois elementos . . . . .	66
3.21	Pórtico metálico . . . . .	67

3.22	Modelo de elementos finitos . . . . .	67
3.23	Deformada final após a análise Pushover . . . . .	71
3.24	Deslocamento horizontal do nó 4 ao longo da análise em função da carga horizontal . . . . .	72
3.25	Relação tensão-extensão obtida através da análise Pushover no pilar P3 . . . . .	72
3.26	Relação momento-curvatura obtida através da análise Pushover no pilar P3 . . . . .	72
3.27	Esforços axiais nos pilares . . . . .	73
3.28	Esforços transversos nos pilares . . . . .	73
3.29	Momentos flectores no topo dos pilares . . . . .	73
3.30	Comportamento de um pilar isolado encastrado na base para vários valores de carga axial . . . . .	75
3.31	Deformada final com a remoção do pilar P2 . . . . .	77
3.32	Relação entre carga e deslocamento horizontal do nó 4 . . . . .	77
3.33	Relação momento-curvatura no pilar P3 . . . . .	78
3.34	Momentos nos pilares em função da carga ao longo da análise . . . . .	78
3.35	Registos sísmicos (acelerações) e deslocamentos horizontais no topo da estrutura (nó 4) . . . . .	81
3.36	Deformada ao longo da Análise Dinâmica . . . . .	81
3.37	Momentos flectores nos pilares ao longo da análise . . . . .	81
3.38	Relação Tensão-Extensão numa das fibras do pilar P2 . . . . .	82
3.39	Momentos nos pilares ao longo da análise . . . . .	82
3.40	Resultados obtidos com FFT para análise dos deslocamentos horizontais do nó 4: a) Sismo $0.3 \times a_{Northridge}$ ; b) Sismo $4.0 \times a_{Northridge}$ . . . . .	83
3.41	Deformada antes do colapso do Pilar P3 . . . . .	84
3.42	Momentos nos pilares até ao momento do seu colapso . . . . .	85
4.1	Organização do programa desenvolvido: a) programa base; b) procedimento de análise para cada valor da aceleração do sismo principal . . . . .	96
4.2	Método da bissecção . . . . .	97
4.3	Funções normais de densidade de probabilidade de valores extremos. Fonte:[17] . . . . .	97
4.4	Distribuições de probabilidade da aceleração regulamentar (EC8) do terreno para acções sísmicas tipo 1 e 2 . . . . .	100
4.5	Distribuições de probabilidade acumulada da aceleração regulamentar (EC8) do terreno para acção sísmica tipo 1 . . . . .	101
4.6	Comparação entre o sismo de Northridge (acelerograma real) e o acelerograma compatibilizado à zona de Lisboa para uma aceleração do terreno de $2m/s^2$ e sismo tipo 1 . . . . .	104
4.7	Espectros de resposta, em deslocamentos (esquerda) e em acelerações (direita), do acelerograma do sismo de Northridge depois de ser compatibilizado ao espectro de resposta regulamentar para uma aceleração do terreno de $2m/s^2$ e sismo tipo 1 . . . . .	104
4.8	Comparação do conteúdo de frequências do sismo de Northridge (acelerograma real) e o acelerograma compatibilizado à zona de Lisboa para uma aceleração do terreno de $2m/s^2$ e sismo tipo 1 . . . . .	105



5.1	Acerações consideradas e respectivas áreas de influência no gráfico da função densidade de probabilidade para o sismo tipo 1 . . . . .	108
5.2	Pórtico metálico . . . . .	109
5.3	Comparação entre os espectros objectivo e os espectros obtidos a partir dos acelerogramas ajustados para os sismos NGA-0040 (esq.) e NGA-0067 (dir.) . . . . .	111
5.4	Comparação entre os espectros objectivo e os espectros obtidos a partir dos acelerogramas ajustados para os sismos NGA-0142 (esq.) e NGA-0789 (dir.) . . . . .	112
5.5	Comparação entre os espectros objectivo e os espectros obtidos a partir dos acelerogramas ajustados para os sismos NGA-0852 (esq.) e NGA-1071 (dir.) . . . . .	112
5.6	Comparação entre os espectros objectivo e os espectros obtidos a partir dos acelerogramas ajustados para os sismos NGA-1117 (esq.) e NGA-1172 (dir.) . . . . .	112
5.7	Comparação entre os espectros objectivo e os espectros obtidos a partir dos acelerogramas ajustados para os sismos NGA-1393 (esq.) e NGA-1600 (dir.) . . . . .	113
5.8	Espectros de resposta de acerações e deslocamentos para sismo tipo 1 . . . . .	113
5.9	Espectros objectivo para sismo tipo 1 e aceração do terreno de $1.897m/s^2$ (sismo principal) e $7.891m/s^2$ (réplica) . . . . .	115
5.10	Acelerogramas gerados a partir do programa WavGen . . . . .	116
5.11	Deformada da estrutura ao longo da análise dinâmica do sismo principal . . . . .	116
5.12	Acerações ( $m/s^2$ ) dos vários pisos . . . . .	117
5.13	Deslocamento do topo da estrutura (m) e deslocamentos inter-piso (m) . . . . .	118
5.14	Momentos nos pilares P1 e P3 . . . . .	119
5.15	Relação momento-curvatura para o pilar P4 . . . . .	119
5.16	Relação tensão-extensão numa das fibras do pilar P2 . . . . .	120
5.17	Aceração média da réplica que provoca colapso em função da aceração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P1 . . . . .	121
5.18	Probabilidade do valor da aceração média da réplica que provoca o colapso ser excedido em função da aceração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P1 . . . . .	122
5.19	Cenário pós-sismo com apresentação das probabilidades de colapso . . . . .	123
5.20	Curva de capacidade pós-sismo principal para o sismo NGA-0789 no caso de não se considerar a remoção de elementos e considerando vários valores de aceração do sismo principal . . . . .	126
5.21	Curva de capacidade pós-sismo principal para o sismo NGA-0852 no caso de não se considerar a remoção de elementos e considerando vários valores de aceração do sismo principal . . . . .	126
5.22	Varição do período fundamental da estrutura ao longo de uma análise dinâmica (sismo principal) considerando várias acerações do terreno . . . . .	127
5.23	Varição do período fundamental da estrutura ao longo de uma réplica com aceração do terreno de $6.0m/s^2$ , usando o sismo NGA-0067 e considerando vários valores da aceração do sismo principal . . . . .	127
5.24	Pormenores da Figura 5.23 . . . . .	128

5.25	Variação do período fundamental da estrutura ao longo de uma réplica com aceleração do terreno de $6.0m/s^2$ , usando o sismo NGA-0789 e considerando vários valores da aceleração do sismo principal . . . . .	128
5.26	Pormenores da Figura 5.25 . . . . .	129
5.27	Variação do período fundamental da estrutura ao longo de uma réplica com aceleração do terreno de $6.0m/s^2$ , usando o sismo NGA-0852 e considerando vários valores da aceleração do sismo principal . . . . .	129
5.28	Pormenores da Figura 5.27 . . . . .	129
5.29	Variação do período fundamental da estrutura ao longo de uma réplica com aceleração do terreno de $6.0m/s^2$ , usando o sismo NGA-1600 e considerando vários valores da aceleração do sismo principal . . . . .	130
5.30	Pormenores da Figura 5.29 . . . . .	130
5.31	Gráficos Q-Q de ajuste da distribuição log-Normal aos parâmetros de resposta no caso da remoção do pilar P1 (no eixo das abcissas são representados os quantis teóricos e no eixo das ordenadas os valores de $\ln(x)$ ) . . . . .	136
5.32	Gráficos Q-Q de ajuste da distribuição log-Normal aos parâmetros de resposta no caso da não remoção de elementos (no eixo das abcissas são representados os quantis teóricos e no eixo das ordenadas os valores de $\ln(x)$ )	137
5.33	Resposta estrutural (máxima) média quando submetida a um sismo regulamentar de tipo 1 . . . . .	138
A.1	Forma do espectro de resposta elástica (EC8) . . . . .	154
A.2	Espectros de Resposta Elásticos . . . . .	156
B.1	Processo iterativo de execução da análise dinâmica correspondente ao sismo principal (Passo 31 - Tabela B.1) . . . . .	168
C.1	. . . . .	172
C.2	. . . . .	172
C.3	. . . . .	173
C.4	. . . . .	173
C.5	. . . . .	174
C.6	. . . . .	174
C.7	. . . . .	175
C.8	. . . . .	175
C.9	. . . . .	176
C.10	Aceleração da base e do topo da estrutura para o Sismo NGA-0040 . . . . .	177
C.11	Aceleração da base e do topo da estrutura para o Sismo NGA-0067 . . . . .	177
C.12	Aceleração da base e do topo da estrutura para o Sismo NGA-0852 . . . . .	178
C.13	Excerto dos resultados obtidos para as acelerações no topo da estrutura devidas ao sismo NGA-0040 . . . . .	179
C.14	Excerto dos resultados obtidos para as acelerações no topo da estrutura devidas ao sismo NGA-0852 . . . . .	179
C.15	Relação momento curvatura para secção do pilar P4 durante o sismo NGA-0040 . . . . .	180

C.16	Relação momento curvatura para secção do pilar P4 durante o sismo NGA-0067 . . . . .	181
C.17	Relação momento curvatura para secção do pilar P4 durante o sismo NGA-0852 . . . . .	181
D.1	Aceleração média da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P2 . . . . .	183
D.2	Probabilidade do valor da aceleração da réplica que provoca o colapso ser excedido em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P2 . . . . .	184
D.3	Aceleração média da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P3 . . . . .	184
D.4	Probabilidade do valor da aceleração da réplica que provoca o colapso ser excedido em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P3 . . . . .	184
D.5	Aceleração média da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P4 . . . . .	185
D.6	Probabilidade do valor da aceleração da réplica que provoca o colapso ser excedido em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P4 . . . . .	185
D.7	Aceleração média da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal no caso de não se considerar a remoção de pilares . . . . .	185
D.8	Probabilidade do valor da aceleração da réplica que provoca o colapso ser excedido em função da aceleração do sismo principal no caso de não se considerar a remoção de pilares . . . . .	186
D.9	Aceleração da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal para sismo tipo 1 e considerando a remoção do pilar P1 (6 sismos) . . . . .	187
D.10	Aceleração da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal para sismo tipo 1 e considerando a remoção do pilar P1 (4 sismos) . . . . .	188
D.11	Aceleração da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal para sismo tipo 1 e não considerando a remoção de elementos (6 sismos) . . . . .	189
D.12	Aceleração da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal para sismo tipo 1 e não considerando a remoção de elementos (4 sismos) . . . . .	190
D.13	Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de se considerar a remoção do pilar P1 (sismos NGA-0040,0067 e 0142) . . . . .	197
D.14	Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de se considerar a remoção do pilar P1 (sismos NGA-0789,0852 e 1071) . . . . .	198

D.15	Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de se considerar a remoção do pilar P1 (sismos NGA-1117,1172 e 1393) . . . . .	199
D.16	Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de se considerar a remoção do pilar P1 (sismo NGA-1600) . . . . .	200
D.17	Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de não se considerar a remoção de elementos (sismos NGA-0040 e 0067) . . . . .	200
D.18	Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de não se considerar a remoção de elementos (sismos NGA-0142,0789 e 0852) . . . . .	201
D.19	Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de não se considerar a remoção de elementos (sismos NGA-1071,1117 e 1393) . . . . .	202
D.20	Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de não se considerar a remoção de elementos (sismo NGA-1600) . . . . .	203

# Índice de Tabelas

2.1	Exemplos de distribuições de probabilidade frequentemente usadas em Engenharia . . . . .	7
2.2	Parâmetros das funções de distribuição de probabilidade utilizadas . . . . .	8
2.3	Índices de fiabilidade objectivo para a verificação da segurança aos ELU . . .	16
2.4	Índices de fiabilidade objectivo para a verificação da segurança aos ELUt . .	16
3.1	Métodos de análise sísmica . . . . .	32
3.2	Parâmetros da Análise de Risco segundo [57] . . . . .	46
3.3	Comprimento de influência dos pontos de integração usados nos elementos de plasticidade distribuída (Para elemento com $L=4m$ ) . . . . .	62
3.4	Comprimentos de rótula plástica . . . . .	64
3.5	Características do Aço . . . . .	67
3.6	Análise Modal - Períodos (s) calculados no OpenSees e no SAP2000 . . . . .	80
4.1	Características da acção sísmica para ELU e ELUt para o mesmo $T_L$ . . . . .	99
4.2	Acelerações do terreno nas zonas 1.3 e 2.3 . . . . .	99
4.3	Parâmetros das distribuições log-Normal consideradas para as acelerações do terreno . . . . .	100
5.1	Valores da acelerações do sismo principal . . . . .	108
5.2	Utilizações e sobrecargas dos pisos da estrutura . . . . .	109
5.3	Sismos reais seleccionados da base de dados do PEER . . . . .	111
5.4	Resultados do método da bissecção . . . . .	120
5.5	Registos da Análise Dinâmica considerada nesta Secção . . . . .	121
5.6	Resumo - Probabilidades de rotura e Índices de Fiabilidade . . . . .	123
5.7	Resposta média para vários valores da aceleração da réplica em termos de acelerações e deslocamentos para o caso de remoção do pilar P1 e sismo tipo 1 . . . . .	132
5.8	Cálculo da resposta média para o caso de remoção do pilar P1 . . . . .	135
5.9	Cálculo da resposta média para o caso de não remoção de elementos . . . . .	136
5.10	Resposta estrutural (máxima) média quando submetida a um sismo regulamentar de tipo 1 . . . . .	138
A.1	Valores recomendados no Anexo Nacional para os parâmetros do espectro de resposta elástica na zona sísmica 1.3 . . . . .	155
A.2	Valores recomendados no Anexo Nacional para os parâmetros do espectro de resposta elástica na zona sísmica 2.3 . . . . .	155

A.3	Aceleração máxima de referência $a_{gR}(m/s^2)$ nas várias zonas sísmicas . . .	156
A.4	Curvas de Encurvadura . . . . .	161
A.5	Perfis . . . . .	161
B.1	Programa de análise dinâmica não-linear sequencial . . . . .	164
C.1	Períodos antes do sismo principal . . . . .	169
C.2	Períodos após o sismo principal e a remoção do pilar P2 . . . . .	170
C.3	Períodos após a réplica . . . . .	170
C.4	Valores máximos dos deslocamentos inter-piso . . . . .	170
C.5	Valores residuais dos deslocamentos inter-piso . . . . .	171
C.6	Acelerações máximas e residuais no topo da estrutura . . . . .	176
C.7	RMSE calculado para os valores das acelerações do topo da estrutura . . . .	180
D.1	Resultados - Considerando a Remoção do Pilar P1 . . . . .	192
D.2	Resultados - Considerando a Remoção do Pilar P2 . . . . .	193
D.3	Resultados - Considerando a Remoção do Pilar P3 . . . . .	194
D.4	Resultados - Considerando a Remoção do Pilar P4 . . . . .	195
D.5	Resultados - Não Considerando a Remoção de Elementos . . . . .	196

# Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

## Abreviaturas

- EC1 - Eurocódigo 1 [27]
- EC3 - Eurocódigo 3 [28]
- EC8 - Eurocódigo 8 [29]

## Siglas

- CEN - Centro Europeu de Normalização
- CQC - Combinação Quadrática Completa
- CQS - Combinação Quadrática Simples
- DFT - Transformada discreta de Fourier
- ED - Estado de dano
- EF - Elementos finitos
- ELU - Estados limites últimos
- ELUt - Estados limites de utilização
- EN - Normas europeias
- FCT - Faculdade de Ciências e Tecnologia
- FEMA - *Federal Emergency Management Agency*
- FORM - Métodos de fiabilidade de 1<sup>a</sup> ordem
- GEM - *Global Earthquake Model*
- GDL - Graus de liberdade
- IS - Informação sobre o sismo principal
- JCSS - *Joint Committee on Structural Safety*

- FFT - *Fast Fourier Transformation*
- MD - Medidas de dano
- OpenSees - *Open System for Earthquake Engineering Simulation*
- PAGER - *Prompt Assessment of Global Earthquakes for Response*
- PEER - *Pacific Earthquake Engineering Research Center*
- PSHA - Análise Probabilística de Risco Sísmico
- PI - Parâmetros de intensidade
- PRE - Parâmetros de resposta estrutural
- RD - Riscos directos
- RI - Riscos indirectos
- SAP2000 - *Structural Analysis Program*
- SORM - Métodos de Fiabilidade de 2<sup>a</sup> ordem
- REAE - Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios
- REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
- RMSE - *Root-mean-square error*
- RSA - Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
- WavGen - *Wavelet-Based Generation of Spectrum-Compatible Ground Motion*
- UNL - Universidade Nova de Lisboa
- VD - Variáveis de decisão

### Símbolos

- $a_g$  - Aceleração à superfície do terreno
- $a_g^{sp}$  - Aceleração máxima à superfície do terreno associada ao sismo principal
- $a_g^r$  - Aceleração máxima à superfície do terreno associada à réplica
- $a_{gR}$  - Aceleração máxima de referência à superfície do terreno
- $b$  - Coeficiente de endurecimento
- $b(x)$  - Funções de interpolação de força
- $c$  - Nível de confiança da estimativa da probabilidade de rotura
- $C$  - Matriz de amortecimento



- $C_{E_i}$  - Conseqüências/custos da ocorrência do evento  $E_i$
- $C_n$  - Amortecimento generalizado
- $cR1$  e  $cR2$  - Parâmetros que controlam o parâmetro  $R0$  ao longo dos vários ciclos de carga
- $CoV$  - Coeficiente de variação
- $D_{in}$  - Deslocamento inter-piso residual do piso  $n$
- $d_g$  - Valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno
- $DSa$  - Dano após a réplica
- $DSm$  - Dano após o sismo principal
- $D(x)$  - Forças internas
- $E$  - Módulo de elasticidade
- $E_t$  - Capacidade de dissipação de energia de referência
- $E[X]$  - Valor expectável/médio
- $F$  - Matriz de flexibilidade
- $f$  - Factor de forma da secção
- $F_c$  - Esforço máximo
- $F_y$  - Esforço de cedência
- $f(x)$  - Matriz de flexibilidade da secção
- $F_X(x)$  - Função distribuição de probabilidade absoluta
- $f_X(X)$  - Função densidade de probabilidade
- $G$  - Módulo de distorção
- $g(x)$  - Função Estado Limite
- $I_r$  - Índice de robustez
- $K$  - Matriz de rigidez da estrutura
- $K_e$  - Rigidez elástica (inicial)
- $K_{i_{sec}}$  - Rigidez secante
- $K_{iT}$  - Rigidez tangente
- $K_s$  - Rigidez pós-cedência
- $ky(x)$  e  $kz(x)$  - Curvaturas segundo os eixos ortogonais  $y$  e  $z$

- $K_n$  - Rigidez generalizada
- $L_e$  - Comprimento efectivo ou de encurvadura
- $L_{pi}$  e  $L_{pj}$  - Comprimentos de zonas com comportamento não-linear
- $M$  - Matriz de massa da estrutura
- $M_n$  - Massa generalizada
- $M_{cr}$  - Momento crítico elástico para a encurvadura lateral
- $M_{y,Ed}$  - Momento flector actuante de dimensionamento segundo  $y$
- $M_{y,Rk}$  - Momento flector resistente segundo  $y$
- $N$  - Número de Simulações
- $N_{cr}$  - Carga axial máxima que o elemento suporta antes de instabilizar
- $N_{Ed}$  - Esforço axial actuante de dimensionamento
- $N_{Rk}$  - Esforço axial resistente
- $p$  - Vector das forças
- $P$  - Vector das forças nodais
- $P_p$  - Carga gravítica (peso próprio do pórtico em análise)
- $P(C)$  - Probabilidade de colapso
- $P_{DR}$  - Probabilidade de excedência
- $P(E_i)$  - Probabilidade de ocorrência de  $E_i$
- $P_{EX}$  - Cargas exteriores
- $P_f$  - Probabilidade da falha
- $PIa$  - Parâmetros intensidade da réplica
- $PR$  - Probabilidade de excedência
- $P(t)$  - Matriz das forças aplicadas
- $P_r$  - Conjunto das forças resistentes da estrutura
- $q$  - Condições de fronteira do problema
- $q_i$  - Coordenadas modais
- $Q$  - Forças nodais
- $R$  - Resistências
- $R_A$  - Risco da actividade  $A$

- $R_d$  - Valor de dimensionamento das resistências
- $R_{E_i}$  - Risco associado ao evento  $E_i$
- $R_0$  - Parâmetro que controla a transição da fase elástica para a fase plástica
- $S_d$  - Valor de dimensionamento das acções
- $S_e(T)$  - Espectro de resposta elástica horizontal
- $S_x(w)$  - Função da densidade espectral de potência das vibrações sísmicas
- $T$  - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
- $T_a$  - Período fundamental após o sismo principal a antes da réplica
- $T_i$  - Período fundamental antes do sismo principal
- $T_1$  - "Período de vibração" da estrutura
- $T_B$  - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
- $T_C$  - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
- $T_D$  - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
- $T_{max}$  - Duração da análise
- $TR$  - Período de retorno de eventos extremos
- $TDR$  - Período de retorno
- $u$  - Vector dos deslocamentos
- $U_i$  - Variável aleatória normalizada
- $U_g(t)$  - Aceleração da base da estrutura
- $\ddot{U}_t$  - Aceleração total relativamente a um dado referencial fixo
- $Var[X]$  - Variância de  $X$
- $v(VD)$  - Probabilidade média anual de ser excedido o parâmetro VD
- $v_{s,30}$  - Valor médio de propagação de ondas S nos 30m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a  $1 \times 10^{-4}$
- $V_r^{tmax}$  - Número expectável de réplicas
- $w_x$  - Componentes axial da carga distribuída ao longo do elemento
- $w_y$  - Componentes transversal da carga distribuída ao longo do elemento
- $\alpha$  - Coeficiente de dilatação térmica linear
- $\alpha_{LT}$  - Factor de imperfeições

- $\beta$  - Índice de fiabilidade
- $\beta_d$  - Índice de fiabilidade do sistema estrutural com dano
- $\beta_i$  - Índice de fiabilidade do sistema intacto
- $\beta_r$  - Índice de robustez
- $\gamma$  - Capacidade de dissipação de energia
- $\gamma_M$  - Coeficientes de segurança parciais para estruturas metálicas
- $\sigma_X$  - Desvio-padrão
- $\xi$  - Coeficiente de amortecimento
- $\epsilon_x$  - Extensão ao longo do eixo do elemento
- $\eta$  - Coeficiente de comportamento
- $\delta_c$  - Valor da deformação de pico
- $\delta_t$  - Pequeno intervalo de tempo
- $\epsilon_y$  - Extensão de cedência
- $\epsilon_u$  - Extensão correspondente à tensão de rotura
- $\lambda(X)$  - Probabilidade média anual de ser excedido o valor  $X$
- $\mu_M$  - Valor médio
- $\nu$  - Coeficiente de Poisson
- $\omega_i$  - Frequência do  $i$ -ésimo modo de vibração
- $\phi_i$  -  $i$ -Ésimo modo de vibração
- $\sigma_y$  - Tensão de cedência
- $\chi_y$  - Factor de redução da capacidade resistente devido a encurvadura por compressão
- $\chi_{LT}$  - Factor de redução da capacidade resistente devido a encurvadura lateral

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Considerações Gerais

Após a ocorrência de um sismo, é comum o colapso de edifícios que, sobrevivendo a um sismo intenso (i.e., sismo principal), não resistem a incêndios, explosões e/ou réplicas que geralmente se seguem ao sismo inicial. A susceptibilidade das estruturas a danos provocados pelo sismo inicial é fundamental para garantir que as estruturas sobreviventes são seguras no período posterior ao sismo. Assim, é fundamental definir metodologias que permitam aferir da susceptibilidade das estruturas a sequências de eventos que incluam sismos seguidos dos eventos consecutivos referidos.

É expectável que estruturas dimensionadas de acordo com o regulamento e que sejam sujeitas a um sismo de elevada magnitude se encontrem estruturalmente debilitadas imediatamente após ocorrência deste. A ocorrência das réplicas pode provocar o enfraquecimento e/ou colapso das estruturas, possivelmente já danificadas (mas ainda não reparadas) pelo sismo principal.

Neste cenário e admitindo que as estruturas não colapsaram após o sismo principal, interessa aos serviços que tenham a seu cargo a avaliação expedita e as tomadas de decisão de curto-prazo em cenários pós-sismo, disporem de ferramentas que permitam analisar a capacidade dessas estruturas em resistirem a efeitos de eventos múltiplos consecutivos que geralmente se seguem a um sismo principal.

O risco afecto às réplicas interfere (implícita ou explicitamente) com as decisões de evacuar ou não os edifícios, tendo-se verificado, em eventos sísmicos de elevada intensidade, consequências das réplicas superiores às dos sismos principais. Este facto deve-se, tal como anteriormente referido, ao estado debilitado das estruturas danificadas após o sismo principal.

É fundamental que os métodos para análise de risco das réplicas sejam desenvolvidos considerando os danos provocados pelo sismo principal, o que requer o desenvolvimento simultâneo de métodos para prever, de forma quantitativa, o estado de dano das estruturas após o mesmo e a avaliação da resposta estrutural até ao colapso devido à ocorrência de diferentes sequências de eventos, podendo ser essa informação integrada na análise de risco a desenvolver.

Na última década tem-se assistido a um grande desenvolvimento nas áreas de análise de risco associadas à análise de eventos sísmicos, por exemplo no *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, com o objectivo de fornecer às entidades decisoras

dados probabilísticos sobre os cenários de risco decorrentes da actividade sísmica. A metodologia usada, que assenta na *Performance-Based Earthquake Engineering*, é abordada no Capítulo 3. Esta análise centra-se, no entanto, no comportamento da estrutura durante a ocorrência do sismo, não considerando, por um lado o conjunto de eventos que, frequentemente, se seguem a um sismo forte e, por outro lado, permitindo apenas a avaliação do comportamento sísmico de estruturas intactas.

Recentemente foi criada a Fundação GEM (*Global Earthquake Model*) [23], uma organização independente e sem fins lucrativos, dirigida pelos seus participantes, sejam eles entidades públicas, privadas ou investigadores de todas as partes do mundo. O seu objectivo é a avaliação do risco sísmico. Para isso conta com a colaboração de investigadores que contribuem com o seu conhecimento e os dados de que dispõem de forma a gerar uma base de dados multi-disciplinar, novas metodologias, novo *software* e outras ferramentas que permitam avaliar o risco sísmico em qualquer local.

O estudo do efeito das réplicas e a análise de risco num cenário pós-sismo principal tem sido alvo de estudo apenas nos últimos anos. Um dos primeiros contributos para o estudo do efeito das réplicas e o estudo da análise de risco nesse cenário foi dado por [21]. Aqui foram dadas indicações sobre a avaliação da segurança em edifícios danificados pelo sismo principal, e algumas indicações sobre a decisão de reocupação desses edifícios. Posteriormente, em 2000, a *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) e o "*SAC Steel Project*" publicaram o trabalho intitulado "*Recommended Post-Earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings*".

O PEER tem também desenvolvido estudos no sentido de descrever o comportamento estrutural após a ocorrência de sismos. Estes estudos têm resultado no desenvolvimento de uma metodologia de análise designada "Aftershock Performance-Based Earthquake Engineering"[57], abordada no Capítulo 4. Com base nesses resultados, será possível desenvolver metodologias de análise simplificada que permitam avaliar, num formato semi-probabilístico, a susceptibilidade das estruturas a este tipo de sequência de eventos.

Neste trabalho apresenta-se a formulação e um método para a análise de robustez de estruturas sujeitas a eventos múltiplos consecutivos após a ocorrência de um sismo de elevada magnitude.

## 1.2 Objectivos

Neste trabalho define-se uma metodologia para avaliação da robustez de estruturas sujeitas a eventos múltiplos consecutivos após ocorrência de um sismo principal e demonstra-se a sua aplicabilidade com um caso de estudo de uma estrutura metálica porticada dimensionada de acordo com o EC3 [28] e EC8 [29] para a região de Lisboa.

Além disso, é também possível construir um conjunto de curvas que forneçam a informação probabilística sobre a possibilidade de ocorrência de colapso em função da intensidade do sismo principal, medida neste trabalho através da aceleração máxima à superfície do terreno. Uma vez que o sismo principal também pode ser caracterizado probabilisticamente é possível calcular a probabilidade de rotura total da estrutura e o respectivo índice de fiabilidade, comparando esses valores com aqueles que se obtêm através da análise do sismo principal isoladamente.

A área de maior foco desta dissertação é o estudo do comportamento de estruturas quando sujeitas a sequências de eventos, nomeadamente a sequência sismo-réplica. O

objectivo é construir uma curva que indique para cada valor da aceleração do sismo principal, e com a informação sobre o(s) elemento(s) debilitado(s) devido à ocorrência de incêndios ou explosões após o sismo principal, o valor da aceleração máxima à superfície do terreno, associada à réplica, que provoca o colapso da estrutura.

A análise a efectuar depende de um conjunto de parâmetros que apenas pode ser conhecido do ponto de vista probabilístico. Como tal, a avaliação das acções e do risco de colapso estrutural far-se-á com métodos mais complexos do que os métodos usuais que recorrem a coeficientes globais ou parciais de segurança, baseados em conceitos de fiabilidade estrutural. A necessidade de aplicar métodos probabilísticos advém, por um lado, das limitações dos métodos tradicionais, quer em termos de quantificação da segurança, quer em termos de avaliação de cenários de dano, e por outro lado de existirem grandes incertezas associadas à caracterização dos sismos bem como dos sistemas estruturais.

Neste estudo, a incerteza da modelação estará centrada nas acções, isto é, no sismo e incêndios/explosões.

Para simular o efeito conjunto da actuação do sismo principal e réplica são executadas duas Análises Dinâmicas não-lineares consecutivas. As análises são realizadas com recurso a sismos reais ajustados com base no WavGen, desenvolvido com base no trabalho de [40].

Admite-se que a estrutura é primeiro sujeita a um sismo principal e é depois sujeita a um de dois cenários possíveis. No primeiro, assume-se que a estrutura debilitada é sujeita a uma réplica, e no segundo, assume-se que a estrutura debilitada perde um elemento de suporte (por efeito de um incêndio ou uma explosão) e de seguida é sujeita a uma réplica. Para simular estes dois cenários, procede-se a uma definição probabilística da acção sísmica principal e da réplica. A estrutura é modelada utilizando elementos finitos de plasticidade semi-concentrada. São realizadas no *Open System for Earthquake Engineering Simulation* (OpenSees) [35] um número suficiente de análises dinâmicas física e geometricamente não lineares que permitam a obtenção de resultados com relevância estatística e consequente informação sobre a robustez estrutural.

Em resumo, com este trabalho é possível: (1) demonstrar a aplicabilidade do método desenvolvido para avaliar o impacto na segurança estrutural dos eventos múltiplos que geralmente se seguem a um sismo intenso; (2) avaliar o efeito de incêndios ou explosões que danifiquem elementos estruturais, considerando simplificada a remoção desses elementos e (3) definir, em função da intensidade do sismo principal, uma resposta estrutural pós-sismo que, considerando explicitamente as incertezas associadas, apoie as tomadas de decisão de curto e médio prazo nestes cenários. Em desenvolvimentos futuros pretende-se: (1) definir quais os sistemas estruturais com maior capacidade para fazer face a este tipo de acções acidentais, tendo em conta a redundância estrutural e a sua capacidade de redistribuir esforços e resistir a danos locais e, (2) definir regras simplificadas (num formato semi-probabilístico) de análise e avaliação do risco em cenários pós-sismo.

### 1.3 Descrição do trabalho

Este trabalho organiza-se em 6 Capítulos, sendo o primeiro a presente introdução. No Capítulo 2, faz-se uma introdução aos conceitos-chave da teoria das probabilidades, uma vez que estes conceitos estão na base da análise de fiabilidade e de risco em que se baseia este trabalho. Abordam-se as várias fontes de incerteza na prática da Engenharia, assim

como, as distribuições de probabilidade utilizadas para caracterizar as variáveis aleatórias. De seguida faz-se uma revisão sobre os conceitos relacionados com a robustez estrutural.

De seguida, no Capítulo 3 são explorados os métodos de análise sísmica, nomeadamente aqueles que são usados no OpenSees e são resolvidos computacionalmente. Faz-se um estudo sobre a definição dos modelos estruturais utilizados nas análises sísmicas. Abordam-se os modelos de comportamento dos materiais e os tipos de elementos finitos utilizados nas análises. De seguida, faz-se uma introdução aos dois tipos de análise com maior desenvolvimento na última década, os métodos de Análise Estática Não-Linear (Pushover) e a Análise Dinâmica. São, também neste Capítulo, executados exemplos de aplicação destes métodos de análise. Antes disso, faz-se uma revisão sobre uma metodologia de análise desenvolvida pelo (PEER) nos últimos anos e que constitui um grande avanço na análise sísmica, a *Performance-Based Earthquake Engineering*.

Seguidamente, no Capítulo 4 é avaliada a influência das réplicas na Análise Sísmica e a importância da sua inclusão nas análises efectuadas. Descreve-se de seguida o método de análise proposto neste trabalho e procede-se à definição das variáveis intervenientes, nomeadamente à caracterização probabilística da acção sísmica.

No Capítulo 5 é apresentado o exemplo de aplicação da metodologia proposta no capítulo anterior. Primeiro, definem-se os parâmetros desta análise específica, como a escolha dos acelerogramas reais a utilizar na análise dinâmica e a definição de outros parâmetros necessários à caracterização do problema. São, por fim, apresentados os resultados e respectiva análise.

Por último, no Capítulo 6, são tecidas as considerações finais ao trabalho e propostos desenvolvimentos futuros do mesmo.



## Capítulo 2

# Análise de Risco e Robustez Estrutural

## 2.1 Teoria das Probabilidades

### 2.1.1 Introdução

A teoria das probabilidades constitui a base para o tratamento das incertezas no processo de tomada de decisão [17]. Duma maneira muito simples, pode dizer-se que o processo de tomada de decisão é fundamentado na Análise de Risco, que entra em consideração com as probabilidades de ocorrência e consequências dos eventos. Por sua vez, as probabilidades de ocorrência podem ser estimadas por modelos probabilísticos calibrados com base em conjuntos de dados reais.

A probabilidade de determinado evento ocorrer pode ser interpretada segundo três abordagens diferentes:

- Frequencista:  $P(A) = \lim_{n_{exp} \rightarrow \infty} \frac{n_A}{n_{exp}}$  onde  $n_{exp} \rightarrow \infty$
- Clássica:  $P(A) = \frac{n_A}{n_{total}}$
- Bayesiana:  $P(A) =$  grau de confiança que  $A$  vai ocorrer

Segundo a teoria de Bayes (1702-1764), a probabilidade de determinado evento ocorrer depende da pessoa que a calculou. Ao contrário, a teoria Frequencista afirma que essa probabilidade é uma característica própria do acontecimento (independente do indivíduo que a calculou).

Assim, segundo [17], pela teoria de Bayes todos os parâmetros, incluindo a falta de conhecimento, que assumam valores subjectivos devem ser estimados com base em dados recolhidos em observação, gerando as respectivas variáveis aleatórias.

Assim, o cálculo da probabilidade de ocorrência de dois acontecimentos  $A$  e  $E_i$  é dada por:

$$P(A \cap E_i) = P(A|E_i) \times P(E_i) = P(E_i|A) \times P(A) \quad (2.1)$$

onde  $P(A|E_i)$  é a probabilidade condicional de  $A$  sabendo que  $E_i$  ocorreu. Tem-se portanto:

$$P(E_i|A) = \frac{P(A|E_i) \times P(E_i)}{P(A)} = \frac{P(A|E_i) \times P(E_i)}{\sum_{i=1}^n P(A|E_i) \times P(E_i)} \quad (2.2)$$

Designando-se a última equação por Teorema de Bayes.

### 2.1.2 Incertezas na prática da Engenharia

As fontes de incerteza na prática da Engenharia podem ser divididas em dois grupos. Por um lado têm-se as incertezas aleatórias ou físicas, que não podem ser descritas pela recolha de um número suficiente de dados. Por outro lado, definem-se as incertezas epistémicas como aquelas que podem ser descritas através de dados disponíveis, em número considerado suficiente. As incertezas epistémicas podem estar relacionadas com incertezas nos modelos ou incertezas estatísticas. As incertezas podem ter origem em:

- Incertezas físicas - variabilidade natural (acções, propriedades dos materiais, etc.)
- Incertezas nos modelos - modelos usados para resolver numericamente os problemas
- Insuficiências estatísticas - número de dados disponíveis

### 2.1.3 Variáveis Aleatórias

As variáveis aleatórias podem ser divididas em dois grupos: contínuas e discretas. As últimas podem assumir apenas um número finito ou infinito contável de valores. Geralmente são o resultado de contagens. As variáveis contínuas assumem valores em escala contínua (na recta real). Usualmente resultam de medições através de um instrumento.

A função que permite determinar a probabilidade de uma variável aleatória  $X$ , discreta, ser menor que  $x$  é designada por função distribuição de probabilidade acumulada:

$$F_X(x) = P(-\infty < X < x) = P_X(x) = \begin{cases} \sum_{X_i < x} p_X(X_i) \rightarrow \text{Variáveis discretas} \\ \int_{-\infty}^x f_X(x) dx \rightarrow \text{Variáveis contínuas} \end{cases} \quad (2.3)$$

Através da 1ª derivada da função acumulada pode determinar-se a absoluta, dada por:

$$f_X(x) = p_X(x_i) = \frac{\partial F_X}{\partial x} = P(X = x) \quad (2.4)$$

A função distribuição de probabilidade acumulada tem que respeitar as seguintes condições:

- $0 \leq F_X(x) \leq 1$
- $F_X(-\infty) = 0$
- $F_X(+\infty) = 1$
- É monótona não-decrescente

O  $i$ -ésimo momento de uma variável contínua  $X$  é dado por:

$$\text{Variável contínua : } m_n = \int_{-\infty}^{+\infty} x^n \cdot f_X(x) dx \quad (2.5)$$

$$\text{Variável discreta : } m_n = \sum_{i=1}^n X_i^n \cdot p_X(X_i) \quad (2.6)$$

Sendo momento de 1ª ordem o valor esperável ou valor médio  $E[X]$ :

$$\text{Variável contínua : } \mu_X = E[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f_X(x) dx \quad (2.7)$$

$$\text{Variável discreta : } \mu_X = E[X] = \sum_{i=1}^n X_i \cdot p_X(X_i) \quad (2.8)$$

O desvio-padrão,  $\sigma_X$ , de uma variável contínua é dado através do momento central de 2ª ordem:

$$\text{Variável contínua: } \sigma_X^2 = \text{Var}[X] = E[(X - \mu_X)^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)^2 \cdot f_X(x) dx \quad (2.9)$$

$$\text{Variável discreta: } \sigma_X^2 = \text{Var}[X] = E[(X - \mu_X)^2] = \sum_{i=1}^n (X_i - \mu_X)^2 \cdot p_X(X_i) \quad (2.10)$$

onde  $\text{Var}[X]$  é a variância de  $X$  e  $\mu_X$  é o valor médio.

A razão entre o desvio-padrão e o valor médio de uma variável aleatória, designa-se por coeficiente de variação, CoV:

$$\text{CoV}[X] = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (2.11)$$

Este valor é útil para descrever a variabilidade de  $X$  em torno do valor médio  $\mu_X$ .

Na Tabela 2.1 apresentam-se algumas funções de distribuição de probabilidade usuais em Engenharia e na Tabela 2.2 os seus parâmetros.

Tabela 2.1: Exemplos de distribuições de probabilidade frequentemente usadas em Engenharia

<b>Função</b>	<b>Exemplos da Utilização</b>
Normal	Soma dos efeitos aleatórios
log-Normal	Produto de efeitos aleatórios
Exponencial	Tempo de Espera
Gamma	Soma de Tempos de Espera
Beta	Função de modelação (flexível)

Tabela 2.2: Parâmetros das funções de distribuição de probabilidade utilizadas

Tipo de Distribuição	Função densidade de probabilidade e função de probabilidade acumulada	Parâmetros	Momentos
Normal	$f_X = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ $F_X = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) dx$	$\mu$ $\sigma > 0$	$\mu$ $\sigma$
log-Normal	$f_X = \frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right)^2\right)$ $F_X(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right)$	$\lambda$ $\xi > 0$	$\sigma = \exp\left(\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right) \times \sqrt{\exp(\xi^2) - 1}\right)$ $\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\xi^2}{2}\right)$
Exponencial $x \geq \epsilon$	$f_X(x) = \lambda \exp(-\lambda(x - \epsilon))$ $F_X(x) = 1 - e^{-\lambda(x - \epsilon)}$	$\epsilon$ $\lambda > 0$	$\mu = \epsilon + \frac{1}{\lambda}$ $\sigma = \frac{1}{\lambda}$
Gamma	$f_X(x) = \frac{1}{b^p \Gamma(p)} \cdot x^{p-1} \cdot e^{-\frac{x}{b}}$ $F_X(x) = \frac{\Gamma(bx, p)}{\Gamma(p)}$	$a > 0$ $b > 0$	$\mu = ab$ $\sigma = \frac{\sqrt{p}}{b}$

### 2.1.4 Processos Estocásticos e Extremos

As variáveis aleatórias podem depender do tempo, na medida em que tomam valores diferentes ao longo do tempo ou em cada evento discreto.

Assim, podem classificar-se eventos aleatórios variáveis no tempo em:

- Sequência Aleatória: valores ocorrem em tempos específicos (discretos) e são valores discretos (Ex: Ocorrência de falhas, desastres)
- Processo Aleatório/Estocástico: valores ocorrem continuamente no tempo, com valores contínuos (Ex: velocidade do vento, etc.)

Na análise de Risco e Fiabilidade, os valores extremos (máximo e mínimos) de um processo Estocástico num determinado intervalo de tempo são fundamentais [17].

Se os valores extremos, num dado período  $T$  de um qualquer processo aleatório e não-periódico têm a distribuição:  $F_{X,T}^{max}(x)$ , então os extremos do mesmo processo no período  $n.T$  seguirão a distribuição:  $F_{X,n.T}^{max}(x) = \left(F_{X,T}^{max}(x)\right)^n$ .

#### 1. Distribuição de Extremos Tipo I- Gumbel MAX

Quando a função de probabilidade é exponencial, Normal ou Gamma, os máximos no intervalo de tempo  $T$  vêm:

$$f_{X,T}^{max}(x) = \alpha \exp(-\alpha(x - u) - \exp(-\alpha(x - u))) \quad (2.12)$$

$$F_{X,T}^{max}(x) = \exp(-\exp(-\alpha(x - u))) \quad (2.13)$$

A média e o desvio-padrão da distribuição de Gumbel podem ser relacionados com os parâmetros  $u$  e  $\alpha$  da seguinte forma:

$$\mu_{X,T}^{max} = u + \frac{\gamma}{\alpha} = u + \frac{0,577216}{\alpha} \quad (2.14)$$

$$\sigma_{X,T}^{2,max} = \frac{\pi}{\alpha\sqrt{6}} \quad (2.15)$$

onde  $\gamma$  é a constante de Euler. Como se pode observar nas Equações 2.12 a 2.15, quando o intervalo de tempo aumenta, a variância mantém-se mas o valor médio aumenta com  $n$ :

$$\mu_{X,n.T}^{max} = \mu_{X,T}^{max} + \frac{\sqrt{6}}{\pi} \times \sigma_{X,T}^{max} \ln(n) \quad (2.16)$$

## 2. Distribuição de Extremos Tipo II- Fechet Max

Quando a função densidade de probabilidade é limitada inferiormente por zero então pode usar-se a distribuição:

$$F_X(x) = 1 - \beta \left(\frac{1}{x}\right)^k \quad (2.17)$$

Sendo os máximos no intervalo T obtidos por:

$$f_{X,T}^{max}(x) = \frac{k}{u} \times \left(\frac{u}{x}\right)^{k+1} \exp\left(-\left(\frac{u}{x}\right)^k\right) \quad (2.18)$$

$$F_{X,T}^{max}(x) = \exp\left(-\left(\frac{u}{x}\right)^k\right) \quad (2.19)$$

O valor médio e o desvio-padrão são:

$$\mu_{X,T}^{max} = u \times \Gamma\left(1 - \frac{1}{k}\right) \quad (2.20)$$

$$\sigma_{X,T}^{2,max} = u^2 \times \left(\Gamma\left(1 - \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{k}\right)\right) \quad (2.21)$$

## 3. Distribuição de extremos tipo III- Weibull Min

Quando a função densidade de probabilidade é limitada inferiormente por  $\epsilon$ :

$$F_X(x) = c(x - \epsilon)^k \quad (2.22)$$

Sendo que a respectiva distribuição de extremos no intervalo T tem a seguinte função distribuição de probabilidade:

$$f_{X,T}^{max}(x) = \frac{k}{u - \epsilon} \times \left(\frac{x - \epsilon}{u - \epsilon}\right)^{\alpha-1} \times \exp\left(-\left(\frac{x - \epsilon}{u - \epsilon}\right)^k\right) \quad (2.23)$$

$$F_{X,T}^{max}(x) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{x - \epsilon}{u - \epsilon}\right)^k\right) \quad (2.24)$$

A médio e o desvio-padrão são dados por:

$$\mu_{X,T}^{max} = \epsilon + (u - \epsilon)\Gamma\left(1 + \frac{1}{k}\right) \quad (2.25)$$

$$\sigma_{X,T}^{2,max} = (u - \epsilon)^2 \left( \Gamma \left( 1 + \frac{2}{k} \right) - \Gamma^2 \left( 1 + \frac{1}{k} \right) \right) \quad (2.26)$$

O período de retorno de eventos extremos,  $T_R$ , pode ser definido segundo [17], por:

$$T_R = n.T = \frac{1}{1 - F_{X,T}^{max}(x)} \quad (2.27)$$

A maioria dos métodos tradicionais de Análise de Fiabilidade apenas considera variáveis aleatórias e não processos estocásticos [15]. A Modelação dos fenómenos através de distribuições de probabilidades dos valores máximos num intervalo de tempo T, isto é, considerando a independência do fenómeno relativamente ao tempo, é comumente aceite. No entanto, este procedimento é inviável quando se consideram duas ou mais variáveis dependentes do tempo. A possibilidade de estas não estarem em fase e, conseqüentemente, da não ocorrência em simultâneo dos valores máximos leva a que se tenham que considerar outras opções. Por exemplo, a proposta de Turkstra (1972) ou de Ferry Borges-Castanheta (1971), ambas descritas em [15].

## 2.2 Fiabilidade estrutural e Análise de Risco

### 2.2.1 Introdução

Apesar de ainda não constituírem ferramentas correntemente utilizadas na elaboração dos projectos de engenharia, a análise de risco e de fiabilidade estão cada vez mais presentes, principalmente porque são ferramentas únicas para tomar decisões quando confrontados com incerteza [18]. Adicionalmente, produzem documentação coerente sobre como foi gerido o risco, um tema de crescente preocupação quando a vida de pessoas ou os impactos ambientais estão em jogo.

Uma das principais aplicações da análise de risco e fiabilidade é a calibração de regulamentos e documentos normativos. Para estruturas ou infra-estruturas excepcionais, os regulamentos não são, em geral, aplicáveis e uma análise mais detalhada, baseada em fiabilidade ou análise de risco é importante, senão imprescindível. Exemplos típicos deste tipo de estruturas são aquelas que se encontram em uso há algum tempo e apresentam deterioração, dano ou alteração de uso. Estas estruturas são únicas e os regulamentos não podem ter regras para a sua verificação [18]. Em alguns países, como a Dinamarca ou a Suíça, estão a ser preparados regulamentos e documentos de aplicação que visam a aplicação de métodos de fiabilidade e análise de risco para estas estruturas. No entanto, é plausível afirmar que a modelação e quantificação probabilística de segurança e dos riscos, constituem métodos excessivamente complexos para os projectos correntes, e que na maior parte dos casos não acarretam benefícios que justifiquem tal aumento de complexidade.

Na análise de fiabilidade aplicada à engenharia estrutural, um dos conceitos fundamentais relaciona-se com o facto das perdas associadas ao colapso de um edifício serem muito maiores que o custo do edifício. Por estas razões, a consideração e avaliação das conseqüências indirectas na análise de risco é fundamental.

### 2.2.2 Noção de risco

O Risco é uma característica de todas as actividades relacionadas com as possíveis conseqüências associadas [17].

Sendo  $E_i$ , um dos possíveis eventos decorrentes da actividade A, o risco associado ao evento  $E_i$  é definido por:

$$R_{E_i} = P_{E_i} \times C_{E_i} \quad (2.28)$$

onde  $P_{E_i}$  é a probabilidade de ocorrência de  $E_i$  e  $C_{E_i}$  as suas consequências/custos (financeiros, humanos, etc.).

Assim, o Risco da actividade A é dado por:

$$R_A = \sum_i P_{E_i} \times C_{E_i} \quad (2.29)$$

onde  $P_{E_i}$  são todos os eventos possíveis associados a A.

A utilização desta expressão acarreta dificuldades nos casos extremos, em que a probabilidade de ocorrência é muito baixa e as consequências muito elevadas ( $0 \times \infty$ ). Em alguns casos esta situação indica que, embora a probabilidade de ocorrência seja muito baixa, e consequentemente também o risco, as elevadíssimas consequências possíveis tornam a execução de tal actividade ou estrutura inaceitável [46].

Todas as actividades humanas têm um risco associado. Apenas quando os potenciais riscos associados a determinada actividade são completamente compreendidos, se podem tomar decisões conscientes e assegurar uma racional implementação.

No contexto da engenharia estrutural, o conceito de segurança é um conceito qualitativo, sendo simultaneamente oposto do conceito de risco, na medida em que a segurança diz-se alcançada se o risco for limitado a valores considerados aceitáveis (suficientemente baixos) [46].

No contexto da análise de risco, a segurança não se relaciona apenas com a segurança da estrutura em si mesma, mas também com a segurança dos seus utilizadores e estruturas vizinhas.

### 2.2.3 Estados Limites

Define-se como estado limite, o estado que separa as situações desejáveis das indesejáveis. Na segurança estrutural são tradicionalmente definidos os estados limites últimos e de utilização.

Nos Eurocódigos estruturais, o Centro Europeu de Normalização (CEN) caracteriza os Estados Limites Últimos (ELU) pela iminência do colapso total ou parcial da estrutura. Os custos são, em geral, elevados podendo mesmo verificar-se perdas humanas significativas. A rotura pode dar-se por várias razões e segundo diferentes mecanismos.

Enquanto que os Estados Limites de Utilização ( $ELU_t$ ) são definidos pela incapacidade da estrutura em cumprir com os seus propósitos (inadequabilidade do funcionamento) ao longo da sua vida útil, ainda que as consequências sejam incomparavelmente menos graves que as dos ELU [27].

O CEN (2001) permite a verificação da segurança aos ELU segundo diferentes níveis de segurança.

### 2.2.4 Verificação da Segurança Estrutural

A segurança de uma estrutura sob uma óptica probabilística pode ser traduzida pela probabilidade de rotura, ou seja, a probabilidade de um dos requisitos definidos não ser

cumprido ao longo da vida útil.

Segundo [15], os métodos de análise de segurança estrutural podem dividir-se em quatro grupos:

1. Determinísticos: Utilização de um coeficiente global que pretende representar simultaneamente a variabilidade das Acções e das Resistências (este método não é adequado, uma vez que não considera a natureza e o tipo de distribuição dessas grandezas)
2. Semi-probabilísticos: Utilização de coeficientes parciais, que advêm da dispersão das respectivas variáveis aleatórias, afectando acções e resistências (representadas pelos seus valores característicos)
3. Probabilísticos Simplificados: As variáveis são definidas sendo a relação entre variáveis medida pela Covariância. A definição de uma função estado limite permite verificar segurança através da probabilidade de violação desta função.
4. Probabilísticos: Utilização de uma distribuição conjunta de probabilidade de todas as variáveis. A aplicação deste método requer um elevado número de informação, por forma a obter distribuições estatísticas para as variáveis aleatórias, assim como um elevado esforço computacional.

A verificação da segurança com base nos actuais regulamentos é feita através da comparação dos valores de dimensionamento das resistências e das Acções. Valores esses, resultantes da divisão e multiplicação dos valores característicos pelos coeficientes de segurança considerados adequados.

$$\frac{R_k}{\gamma} = R_d \geq S_d = S_k \times \gamma \quad (2.30)$$

Este método é muito expedito, uma vez que permite considerar, de forma simplificada a dispersão das variáveis aleatórias subjacentes às resistências e acções, de forma simplificada. Caso se pretende modelar acções e resistências com base em variáveis aleatórias, pode recorrer-se ao código modelo do JCSS (2000).

### 2.2.5 Fiabilidade no âmbito da Engenharia de Estruturas

O conceito de Fiabilidade pode ser entendido como uma medida da capacidade de uma estrutura em cumprir os objectivos para os quais foi projectada, ao longo da sua vida útil.

A Fiabilidade pode ser traduzida por uma probabilidade, sendo necessário, para o seu cálculo, uma forte interdisciplinaridade, sendo abrangidas áreas como a análise de estruturas, resistência de materiais, probabilidades, estatística e programação [9].

Segundo [17], o cálculo de fiabilidade estrutural não pode ser feito com base em rácios de falha pois:

- Cada estrutura tem uma natureza e comportamento diferente de todas as outras
- As falhas estruturas ocorrem, normalmente, devido a eventos extremos

Assim, a probabilidade deve ser considerada numa perspectiva Bayesiana.



Dividindo as variáveis aleatórias em resistências,  $R$ , e efeito das acções,  $S$ , consideradas independentes umas das outras, o cálculo de fiabilidade estrutural pode realizar-se através da determinação da probabilidade da falha:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = P(R \leq S) \quad (2.31)$$

No caso geral em que  $R$  e  $S$  são descritos através das funções de probabilidade  $f_1$  e  $f_2$ , respectivamente:

$$R = f_1(X) \quad S = f_2(X) \quad (2.32)$$

onde  $X$  é um vector de variáveis aleatórias, a margem de segurança,  $M$ , define-se como:

$$M = R - S = g(X) \quad (2.33)$$

onde  $g(x)$  é chamada função Estado Limite. A falha ocorre quando  $g(x) \leq 0$ . Por outro lado, a zona de segurança define-se por  $g(x) > 0$ .

A probabilidade de falha, pode, no geral, ser escrita como:

$$P_f = \int_{\Omega_f = \{g(x) \leq 0\}} f_X(X) dX \quad (2.34)$$

onde  $f_X(X)$  é a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis aleatórias  $X$  (materiais, acções, etc.).

Quando a função  $g(x)$  é linear, a margem de segurança é dada por:

$$M = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i \quad (2.35)$$

No caso das variáveis aleatórias  $X_i$  terem distribuição Normal e serem independentes, o valor médio e variância da margem de segurança são dados por:

$$\mu_M = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{X_i} \quad (2.36)$$

$$\sigma_M^2 = \sum_{i=1}^n a_i^2 \sigma_{X_i}^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1, j \neq i}^n \rho_{ij} a_i a_j \sigma_i \sigma_j \quad (2.37)$$

A probabilidade de falha é dada então por:

$$P_f = P(g(x) \leq 0) = P(M \leq 0) \quad (2.38)$$

O Índice de Fiabilidade é:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (2.39)$$

Na hipótese anterior, isto é, se  $X_i$  tiverem distribuição Normal e forem independentes, então  $M$  tem distribuição Normal e a probabilidade de falha é dada por:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.40)$$

O procedimento analítico de determinação do índice de fiabilidade não pode ser sempre

aplicado, uma vez que nem sempre as variáveis básicas têm distribuição de probabilidade Normal e as funções estado limite não têm comportamento linear.

Segundo [24], os diferentes métodos de determinação da probabilidade de falha podem ser agrupados em diferentes níveis dando origem aos seguintes níveis de fiabilidade:

1. Semi-Probabilístico: Corresponde à utilização de algoritmos de dimensionamento relacionados de forma pouco definida com a probabilidade de ruína. Utilização de coeficientes de seguranças relacionados com factores de segurança e tolerâncias na definição dos valores característicos (abordagem regulamentar: RSA, Eurocódigos, etc.)
2. Probabilístico aproximado: Corresponde ao cálculo aproximado das probabilidades de ruína através da utilização do conceito de Índice de Fiabilidade
3. Probabilístico exacto: Este nível corresponde ao cálculo exacto dos integrais que definem a probabilidade de ruína do sistema estrutural

### 2.2.6 Métodos de Fiabilidade do Segundo Momento

O cálculo da probabilidade de falha/rotura através do integral da Equação 2.34 pode ser feito através de Integração analítica exacta (quando o problema é trivial), de Integração por métodos numéricos, por Métodos do Segundo Momento (FORM ou SORM - First Order Reliability Method ou Second Order Reliability Method) ou, por último, de Métodos de Simulação que determinam a probabilidade de falha através da repetição sucessiva do problema em causa.

A formulação das FORM baseia-se, regra geral, pela linearização da função estado limite, com o objectivo de obter uma superfície de rotura linear que passe pelo ponto de dimensionamento. Esta formulação foi sugerida por Hasofer e Lind (1974), sendo que as variáveis aleatórias devem ser transformadas em normais reduzidas.

As variáveis aleatórias podem ser normalizadas através de:

$$U_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (2.41)$$

O Índice de Fiabilidade,  $\beta$ , tem interpretação geométrica, sendo a menor distância entre a superfície de falha e a origem do referencial aleatório normalizado (Figura 2.1).

[17] apresenta um procedimento que permite a determinação iterativa do índice de fiabilidade e do ponto de dimensionamento, desde que a função estado limite seja diferenciável.

Por vezes a linearização da função estado limite pode conduzir a erros demasiado grandes, por exemplo, quando apresenta uma curvatura elevada ou quando a transformação das variáveis para distribuições normais reduzidas levar a um aumento da não-linearidade da função estado-limite.

Nestes casos, utilizar os SORM pode ser mais adequado na medida em que permitem uma aproximação não-linear da superfície de rotura.

Em ambos os casos, a determinação da probabilidade de rotura baseia-se na interpretação geométrica representada na Figura 2.1.

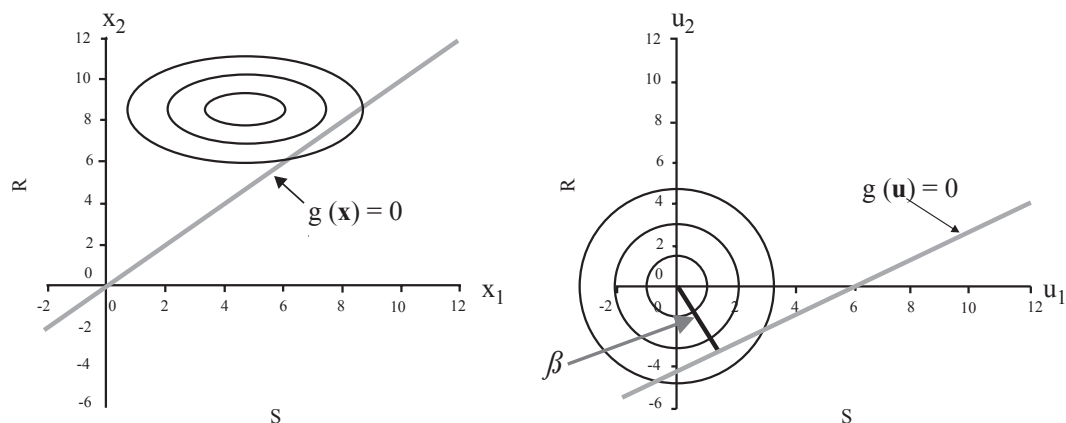


Figura 2.1: Caso bi-dimensional da representação da função estado limite e das variáveis aleatórias normalizadas

### 2.2.7 Métodos de Simulação

Em Engenharia Civil, especificamente na análise estrutural, a resolução dos problemas através de Métodos de Simulação faz-se normalmente utilizando o Método de Monte Carlo.

Este método constitui uma ferramenta matemática de cariz determinístico que permite, através da repetição sucessiva de várias análises, determinar estatisticamente os resultados pretendidos, com algum grau de erro. As variáveis aleatórias são geradas, em cada ciclo de análise, através das funções de probabilidade definidas no modelo, e são aí introduzidas por forma a obter deterministicamente os resultados respeitantes a essa análise.

O procedimento pode ser dividido nas seguintes etapas:

1. Definir o problema e as variáveis intervenientes, nomeadamente as de cariz aleatório através da definição das suas funções de probabilidade e respectivos parâmetros
2. Geração de  $m$  vectores  $X$  contendo, cada um, valores das variáveis aleatórias definidas
3. Para cada vector  $X$  gerado, o valor da função estado limite é avaliado
4. São contabilizadas as vezes em que a função estado limite foi violada, ou seja, tomou o valor zero ou negativo ( $n_f$  situações)
5. A probabilidade de falha é:  $P_f = \frac{n_f}{m}$
6. Avaliar o grau de confiança do resultado

Através de posterior tratamento estatístico, pode determinar-se a probabilidade de ser excedido um dado limite, previamente definido.

O número de simulações a executar é um dado crítico deste Método, uma vez que, caso não sejam executadas um número suficiente de análises, os resultados podem ser enganadores, conduzindo a valores de fiabilidade muito diferentes dos reais.

Segundo [17] para situações onde se pretende estimar uma probabilidade de rotura na ordem de  $10^{-6}$ , serão necessários aproximadamente  $10^8$  simulações (usando coeficientes

de variação na ordem dos 10%). Isto porque, segundo esse autor, o coeficiente de variação é proporcional a  $1/\sqrt{n_f}$ .

Broading (1964) propôs que o número de Simulações ( $N$ ) seja estimado por:

$$N > \frac{-\ln(1-c)}{P_f} \quad (2.42)$$

em que  $c$  é o nível de confiança da estimativa da probabilidade de rotura. O erro da estimativa é também muito importante para se poder aferir a qualidade dos resultados obtidos. Shooman propõe uma expressão que utiliza a probabilidade de rotura ( $P_f$ ) e o número de simulações ( $N$ ):

$$erro(\%) = 200 \times \sqrt{\frac{1-P_f}{N \times P_f}} \quad (2.43)$$

Em conclusão, este método apresenta vantagens principalmente devido à sua simplicidade e à vasta gama de aplicações, mas também na precisão, desde que se faça o número de simulações suficientes. No entanto, apresenta uma grande desvantagem ao nível do esforço computacional exigido, que aumenta quando  $P_f$  diminui ou quando  $CoV$  das variáveis aumenta.

Por último, convém salientar que os requisitos de fiabilidade são dependentes do estado limite que se está a analisar (ELUt são menos restritivos que ELU), do tipo de falha (e.g., rotura dúctil vs rotura frágil) e do período analisado (probabilidades por ano, por todo o período de vida útil, etc.). Os Índices de Fiabilidade admissíveis para os ELU e ELUt, definidos com base nas recomendações do *Joint Commitee on Structural Safety* (JCSS), são apresentados nas Tabelas 2.3 e 2.4. Estes índices foram definidos com base num período de referência de um ano.

Tabela 2.3: Índices de fiabilidade objectivo para a verificação da segurança aos ELU

Custo relativo de aumentar a segurança	Consequências de falha baixas	Consequências de falha moderadas	Consequências de falha elevadas
Elevado	$\beta = 2,3 (P_f \approx 10^{-2})$	$\beta = 3,1 (P_f \approx 10^{-3})$	$\beta = 3,7 (P_f \approx 10^{-4})$
Normal	$\beta = 3,1 (P_f \approx 10^{-3})$	$\beta = 3,7 (P_f \approx 10^{-4})$	$\beta = 4,3 (P_f \approx 10^{-5})$
Baixo	$\beta = 3,7 (P_f \approx 10^{-4})$	$\beta = 4,3 (P_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4,7 (P_f \approx 10^{-6})$

Tabela 2.4: Índices de fiabilidade objectivo para a verificação da segurança aos ELUt

Custo relativo de aumentar a segurança	Índice de fiabilidade
Elevado	$\beta = 1,3 (P_f \approx 10^{-1})$
Normal	$\beta = 1,7 (P_f \approx 5 \times 10^{-2})$
Baixo	$\beta = 2,3 (P_f \approx 10^{-2})$

Em conclusão, as probabilidades de rotura e respectiva fiabilidade não devem ser vistas como valores absolutos e representativos, mas antes como valores comparativos. Este facto não indica que o conceito de fiabilidade e a sua análise seja impraticável [46].

### 2.2.8 Análise de Risco

Segundo [17] a análise de risco pode ser realizada através de procedimento independente da área de aplicação. Na Figura 2.2 apresenta-se um esquema com os passos genéricos a seguir para efectuar uma análise de risco.

O primeiro passo a executar é enquadrar a análise no contexto específico, definindo os critérios segundo os quais a análise se deve guiar, assim como o sistema a analisar, considerando todas as possíveis interações. No seguimento, devem identificar-se todos os eventos nefastos ao sistema e respectivas consequências, e também estratégias de controle.

Mediante a análise de cada um destes eventos são definidos os cenários de risco a considerar, sendo executada a sua avaliação pormenorizada e definidas estratégias de mitigação e monitorização.

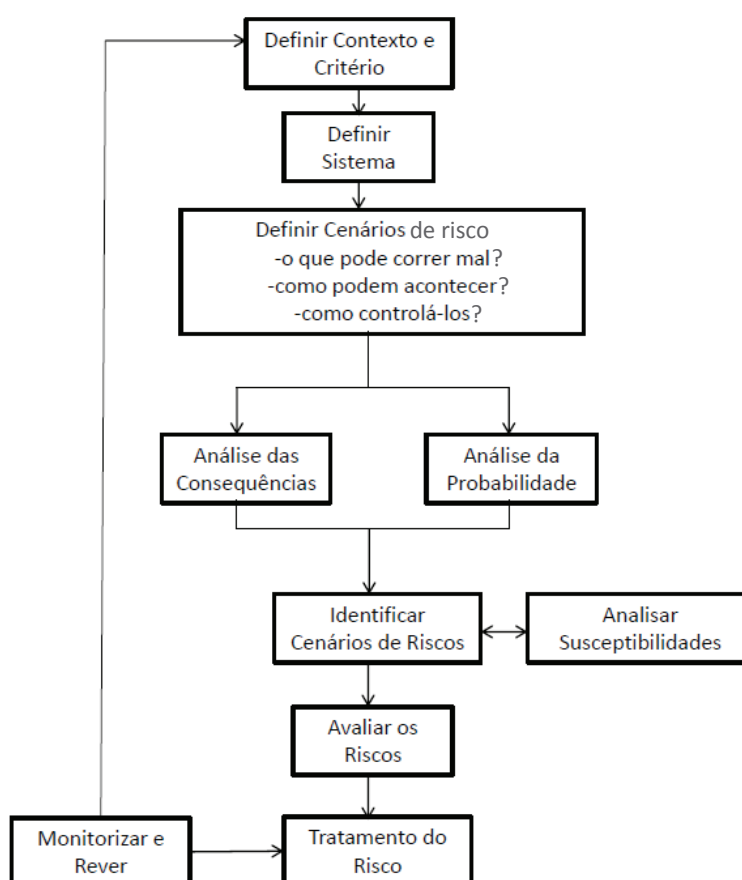


Figura 2.2: Procedimento de Análise de Risco genérica (Fonte: [17])

Com base nas análises de risco efectuadas, o processo de decisão deve atender à eficiente gestão dos recursos públicos, constituindo esta uma responsabilidade social fundamental.

Na engenharia estrutural, as variáveis que se devem considerar na análise de risco (i.e., variáveis básicas) são: variáveis ambientais (e.g., vento, sismos), variáveis estruturais (e.g, materiais) e variáveis de utilização (e.g, cargas).

No Capítulo 3 abordar-se-á a aplicação da Análise de Risco em eventos sísmicos, incluindo também a possibilidade de estudo de cenários pós-sismo, que é o objectivo deste trabalho.

## 2.3 Robustez estrutural

### 2.3.1 Definição e Objectivos

O conceito de robustez, num sentido mais abstracto, pode ser relacionado com a capacidade de um sistema em limitar as consequências de danos a partes deste, de modo a minimizar as perdas de funcionalidade e as consequências [18].

As funções do sistema vão além da soma dos constituintes do mesmo. Por exemplo, para as estruturas, os constituintes são os elementos e as ligações, enquanto que as suas funções incluem os diferentes usos e objectivos da estrutura, como seja a segurança das pessoas.

Associado ao conceito de robustez está o conceito de resiliência. Muitas vezes a utilização destes conceitos não é distinta. Ainda assim, é importante referir que a resiliência de um sistema se relaciona com a capacidade para recuperar rapidamente depois de uma mudança inesperada ou de um infortúnio. Sendo esta a primeira abordagem que se conhece deste conceito. Em 1991, Wildavsky propõe que a resiliência seja entendida como "a capacidade para lidar com perigos inesperados depois de eles se terem manifestado, possuindo capacidade para rápida recuperação". No contexto da análise de risco, a resiliência pode ser entendida como o conjunto das medidas que visam em primeiro lugar, precaver a possibilidade de ocorrência de eventos que provoquem danos e perdas de várias ordens e, em segundo lugar, que possibilitem a implementação de estratégias pós-evento para lidar e minimizar as suas consequências [7].

Como tal, a resiliência deve ser entendida como um conceito mais geral, que não se limita à avaliação da acção e das suas consequências directas e indirectas mas que engloba um conjunto de domínios, como o social, técnico, organizacional, financeiro e político de forma a entender os riscos associados a determinado sistema, definindo metodologias para lidar com a possibilidade de ocorrência de eventos nefastos, permitindo: (1) a diminuição da probabilidade de falha; (2) a mitigação das suas consequências, e (3) a rápida recuperação dos danos causados.

Quando a resiliência é entendida nesta abordagem aplicada a sistemas mais complexos, uma das principais diferenças entre os conceitos de robustez e resiliência prende-se com o facto da mitigação dos danos ser entendida de forma diferente. Uma boa robustez permite que os danos sejam minorados através da acção do próprio sistema que age de forma autónoma. Enquanto que, à resiliência está inerente uma acção conjugada de diferentes áreas. Por exemplo, a resiliência de uma comunidade em relação à actividade sísmica, pode ser definida segundo [7] como a capacidade das organizações, protecção civil local e outras entidades, de mitigação dos efeitos da acção sísmica, quando tal ocorrer, através da execução de várias actividades com o objectivo de: (1) evitar as perdas humanas, materiais e financeiras; (2) minimizar a perturbação social, visando o restabelecimento de todas as actividades no menor espaço de tempo possível, e (3) prevenir a ocorrência de futuros sismos. Assim sendo, pode defender-se que a robustez estrutural é um conceito inerente à própria resiliência de uma comunidade. Na medida em que as consequências, em termos de danos estruturais, de um dado evento, para as quais se definem estratégias de resposta,

dependem, na sua magnitude, da capacidade das infra-estruturas para resistirem a esses eventos inesperados, ou seja, da sua robustez estrutural.

O estudo da robustez surgiu devido ao facto da sociedade assentar cada vez mais, a sua organização em complexos sistemas de infra-estruturas, muitas vezes em próxima interacção. Assim, pequenos danos em um ou mais desses sistemas podem ter graves consequências indirectas, sendo fundamental minimizar esse risco.

Alguns autores, propõem que se defina a robustez estrutural através da relação entre o risco total e o risco directo. O risco directo engloba os custos directamente associados ao dano, enquanto que o risco total inclui não só esta parcela, mas também os custos das consequências não ligadas aos elementos directamente afectados [1].

Segundo [42] a constatação de que as potenciais consequências do colapso estrutural podem ser de várias ordens de magnitude superior ao dano que iniciou a cadeia de eventos que o provocou, é um dos principais motivos que leva ao interesse pela investigação acerca da robustez estrutural. Assim, a questão é compreender até que ponto é aceitável que um evento localizado possa provocar um dano elevado e generalizado ao sistema estrutural.

Na Engenharia Estrutural, a metodologia habitual de cálculo, baseada na caracterização pormenorizada das acções e um dimensionamento de cada elemento da estrutura de modo a resistir aos efeitos dessas acções, não é suficiente para garantir uma adequada robustez.

Segundo [18] é importante que, no futuro, os regulamentos possam integrar verificações de robustez estrutural independentes da verificação da segurança dos elementos estruturais. As verificações de robustez terão de ter em consideração, não apenas questões estruturais e de protecção passiva, mas também monitorização, controlo e medidas organizativas.

De facto, uma análise mais detalhada do problema da robustez estrutural mostra que as exigências regulamentares, sobretudo de ligações mínimas entre elementos, não são suficientes para responder a acções inesperadas.

As várias propostas apresentadas para a medição da robustez estrutural podem dividir-se em dois grupos [11, 42]. O primeiro baseia-se na consideração da robustez como uma propriedade de cada estrutura. O segundo grupo de propostas define a robustez em termos da estrutura e do ambiente que a rodeia, incluindo as acções que possam provocar dano e os custos associados ao colapso. Ainda segundo [42], no campo da engenharia de estruturas, as medidas de robustez baseiam-se, fundamentalmente, na comparação entre um indicador de desempenho da estrutura danificada com o da estrutura intacta. Esta comparação pode ser feita ao nível da capacidade de carga [11], do índice de fiabilidade [20], da probabilidade de rotura [32], entre outros.

### 2.3.2 Métodos de Quantificação

Um projecto estrutural de boa qualidade deve contemplar uma boa robustez estrutural, independentemente de ser ou não expectável que a estrutura seja sujeita a acções acidentais ou eventos extremos durante a sua vida útil.

Os erros de projecto e de execução, assim como a deterioração dos materiais e, consequentemente, da capacidade resistente, são muitas vezes as causas de colapsos estruturais, o que tem aumentado o interesse nesta área de estudo.

Para se introduzir o conceito de robustez no dimensionamento estrutural é necessário definir [52]:

- Quantificação da necessidade de resistir ao colapso

- Objectivos funcionais da estrutura
- Medidas que melhorem a robustez estrutural
- Processos de verificação

Ainda segundo os mesmos autores, as medidas gerais que podem ser tomadas para controlo do colapso progressivo são:

- Limitar as acções que actuam na estrutura
- Projectar os elementos estruturais mais importantes de modo a que possam absorver acréscimos de carga ou eventuais diminuições da resistência
- Proporcionar caminhos alternativos de carga dentro do sistema estrutural, conferindo redundância e ductilidade
- Dimensionar a estrutura de modo que os colapsos localizados não se propaguem e não provoquem colapsos progressivos (e.g., através da introdução de libertações que impeçam essa propagação)

Frangopol e Curley (1987) apresentaram a seguinte proposta para quantificar a robustez:

$$\beta_r = \frac{\beta_i}{\beta_i - \beta_d} \quad (2.44)$$

onde  $\beta_i$  é o índice de fiabilidade do sistema intacto e  $\beta_d$  é o índice de fiabilidade do sistema estrutural com dano.  $\beta_r$  pode variar entre zero (sistema sem robustez) e infinito (grande robustez estrutural).

Outros autores [10] propõem a quantificação da robustez com base num parâmetro de vulnerabilidade que relaciona a probabilidade de rotura da estrutura intacta sujeita a determinadas acções, com a probabilidade de rotura da estrutura danificada sujeita às mesmas acções.

Outra proposta, baseada nos conceitos de consequências directas e indirectas, já referida anteriormente, é a determinação do Índice de robustez. O Índice de robustez pode ser definido como [2]:

$$I_r = \frac{R_D}{R_D + R_{ID}} \quad (2.45)$$

sendo  $R_D$  e  $R_{ID}$  os riscos directos e indirectos, respectivamente. Donde se conclui que se  $R_{ID} = 0$  (situação ideal) então  $I_r = 1$ . Caso contrário, quanto maior  $R_{ID}$  menor o índice de robustez estrutural.

Este índice inclui as consequências da rotura, um factor determinante para a correcta quantificação da robustez estrutural.

No âmbito de uma análise de robustez, se  $E_i$  se referir à exposição a dada ocorrência e  $D_j$  a um determinado tipo de dano. Os acontecimentos:

1. Ocorrência do evento  $E_i$  com probabilidade  $P(E_i)$
2. Ocorrência de dano  $D_j$  se ocorrer  $E_i$  com probabilidade  $P(D_j|E_i)$
3. Ocorrência de colapso se houver dano e ocorrer  $E_i$  com probabilidade  $P(C|E_i \cap D_j)$



a probabilidade de colapso é dada por:

$$P(C) = \sum_i \sum_j P(C|E_i \cap D_j) \times P(D_j|E_i) \times P(E_i) \quad (2.46)$$

Desta forma, para minorar  $P(C)$  pode:

- Reduzir-se a probabilidade de exposição às ocorrências  $E_i$  ( $P(E_i)$ ).
- Reduzir uma ou mais probabilidades de ocorrência de danos ( $P(D_j|E_i)$ ) ou reduzir a sua extensão. Isto pode ser conseguido reforçando localizadamente alguns elementos estruturais.
- Reduzir uma ou mais probabilidades de colapso ( $P(C|E_i \cap D_j)$ ) através, por exemplo, do aumento da redundância estrutural.

Para sistemas estatisticamente indeterminados, o colapso é provocado, usualmente, pela falha combinada de vários elementos estruturais.

Assim sendo, no caso de se aplicarem os conceitos da teoria da fiabilidade ao estudo de elementos isolados, é necessário extrapolar os resultados para o sistema global.

Desta forma, é possível obter respostas sobre o sistema global através do estudo individualizado dos seus elementos, mas é preciso, para tal, saber a forma como funciona o sistema. O modo mais simples de avaliar o desempenho de sistemas estruturais consiste em modelar um sistema como a combinação de componentes associados em série e paralelo. No caso de sistemas em série, a falha de um dos elementos estruturais causa a falha do sistema. O elemento menos fiável determina a fiabilidade do sistema. No caso de sistemas em paralelo, apenas quando todos os elementos falham é que o sistema falha.

### 2.3.3 Robustez na Análise Sísmica

Devido ao seu potencial destrutivo e às grandes consequências sociais, financeiras e políticas que daí advêm, a acção sísmica tem sido uma das áreas onde se têm desenvolvido mais esforços para quantificar a robustez e a resiliência das estruturas e comunidades, respectivamente.

Ainda que os objectivos e as práticas associadas à resiliência sejam os referidos anteriormente, não existiam metodologias práticas para quantificar a resiliência no caso da acção sísmica. Em [7] são desenvolvidas ferramentas para quantificar a capacidade resiliente de várias comunidades. São construídos diversos diagramas que indicam o caminho para em primeiro lugar, se avaliar essa capacidade e, posteriormente, para poder ser melhorada caso seja esse o caso. Segundo os autores, a capacidade de um sistema resistir a eventos sísmicos com um mínimo de consequências depende das suas características em termos de: (1) Robustez; (2) Redundância; (3) Resposta; (4) Rapidez. A avaliação dos dois primeiros pontos só pode ser realizada considerando explicitamente o risco. A definição das classes de resiliência são fundamentais para a resposta e rapidez de intervenção. Assim, é fundamental definir métodos de avaliação de classes de resiliência para que seja possível avaliar a resposta e a rapidez de intervenção.

Na Engenharia Sísmica, o colapso evidencia a incapacidade do sistema estrutural para sustentar as cargas gravíticas quando sujeito à excitação sísmica [26], quer seja durante o evento inicial ou durante réplicas.

O termo colapso progressivo refere-se à situação em que uma falha localizada (um elemento ou conjunto restrito de elementos) se propaga e acaba por provocar o colapso de toda a estrutura [26].

Muitos dos conceitos referentes a um projecto adequado à resistência à acção sísmica, são também conceitos chave na robustez estrutural, como sejam a redundância, capacidade de absorção de energia, ductilidade e capacidade da estrutura em sustentar danos [42]. Assim, é seguro afirmar que as estruturas correctamente dimensionadas para fazer face à acção sísmica terão, em geral, maior robustez.

No entanto, a ductilidade, redundância, capacidade de absorção de energia, entre outros factores não são, por si só, garantia de uma boa robustez, uma vez que todos eles podem ter influência positiva ou negativa, dependendo do sistema em estudo. Estes aspectos são discutidos em [30], onde são discutidos alguns casos em que se pode verificar a incapacidade de generalização dos efeitos (positivos) destas características na capacidade resistente de um sistema estrutural.

A avaliação do risco sísmico e do risco pós-sismo requer uma cuidadosa quantificação do desempenho estrutural considerando os danos causados, directa ou indirectamente pelo sismo [7].

É nesta área que se coloca maior esforço no desenvolvimento de novas metodologias de quantificação da robustez estrutural. Isto é, a integração no estudo da robustez de parâmetros específicos de cada estrutura, tais como a sua resposta quando sujeita a acções inesperadas ou extremas, a sua ductilidade e redundância, entre outros, constitui um dos maiores desafios.

De um modo simplificado, o dano estrutural pode ser simulado com a remoção de um elemento principal [42]. Efectuando seguidamente as verificações de segurança na estrutura remanescente. Esta metodologia foi aplicada por [51] a diferentes estruturas. Desta forma, se a estrutura verificar a segurança aos ELU, na ausência desse elemento, por um período de tempo que permita a reparação, a verificação foi realizada com sucesso.

A principal limitação desta metodologia prende-se com a definição das consequências do dano de um modo binário: ou há consequências ou não [42]. No entanto, muitas vezes, o fundamento desta análise não é evitar as consequências mas sim limitá-las a níveis que se definam como aceitáveis, o que não é possível de ser executado com recurso a estes índices.

Estas metodologias recorrem geralmente ao métodos convencionais de verificação da segurança e não têm em conta o comportamento da estrutura sem o elemento removido. Segundo [30], este facto acarreta dois inconvenientes. Em primeiro lugar, uma vez que são ignorados os efeitos não-lineares da remoção do elementos, é negligenciada a capacidade dúctil da estrutura e, conseqüentemente, alguns benefícios que daí podem surgir. Desta forma, muitos elementos são considerados como elementos-chave sendo, na realidade, excessiva essa consideração. Por outro lado, os regulamentos actuais, que incluem este método para verificação da robustez (e.g. BS5950 [6] para dimensionamento de estruturas metálicas), permitem que na zona em que se simula a remoção dos elementos o dano seja substancial mas não apresentam, recomendações para os danos que se verificam noutras áreas da estrutura, sendo que caso se verifiquem danos noutras áreas é possível que ocorra colapso progressivo.

Por outro lado, quando se assume que a resposta estrutural após a remoção de um dos elementos pode ser bem determinada através de uma análise estática, despreza-se a contribuição dos efeitos dinâmicos associados a tal acção e desprezam-se os fenómenos histeréticos que inevitavelmente ocorrem e que apenas podem ser contabilizados através da

execução de uma análise com carácter cíclico, isto é, uma análise dinâmica. Os efeitos dinâmicos associados ao colapso de um elemento podem ser decisivos na propagação dos danos pela estrutura e, conseqüentemente, na ocorrência ou não de colapso progressivo. Este aspecto é abordado na Secção 2.3.4.

Ainda assim, a simplicidade destes métodos quando comparados com os restantes métodos de avaliação da robustez estrutural faz com que a sua utilização seja bastante frequente neste tipo de estudos.

É de referir que, até ao momento, quase todos os estudos consideram que a estrutura se encontra na situação ideal. Isto é, além do elemento que se remove e que, desta forma, é considerado como tendo contribuição nula para a resistência estrutural, todos os restantes elementos são considerados como estando em condições perfeitas.

Após a ocorrência de um sismo é expectável que alguns elementos estejam danificados e, conseqüentemente, tenham a capacidade resistente bastante diminuída. Assim, a sua capacidade para resistirem a um segundo sismo é uma incógnita. Este facto tem sido verificado nos últimos eventos sísmicos de grande magnitude. Por exemplo no Haiti (2010), a destruição e, conseqüentes perdas, foram em grande parte provocadas pelas réplicas, ao invés de serem provocadas pelo abalo inicial. Entende-se aqui por réplica, um sismo que se segue a outro sem que entre os dois tenha decorrido tempo suficiente para evacuar os locais e precaver eventuais colapsos (muito menos para efectuar a reparação das estruturas danificadas).

Em alternativa a este método, têm vindo a ser desenvolvidas metodologias de análise que permitam considerar que as estruturas se encontram debilitadas. Um método bastante eficaz consiste em:

1. Efectuar uma Análise Dinâmica Não-linear da estrutura (é expectável que no final desta análise a estrutura se encontre fora do regime elástico)
2. Fazer a remoção de um dos elementos
3. Executar outra Análise Dinâmica Não-linear, agora da estrutura remanescente no estado em que ficou no final da 1ª análise

Caso não seja verificado o colapso progressivo no final da 2ª análise dinâmica, então considera-se que a estrutura terá condições para ser evacuada, cumprindo com o objectivo deste estudo (análise efectuada com sucesso).

Este método permite também incluir na análise os efeitos dinâmicos decorrentes da remoção de um dos elementos estruturais.

#### **2.3.4 Modelação da remoção directa de elementos durante a análise**

Um dos temas de interesse e alvo de grande atenção nos últimos anos, tem sido a possibilidade de remover elementos durante uma simulação com elementos finitos (EF). O objectivo é definir um critério de rotura para os elementos (e.g. resistência máxima, deformação máxima, etc) e verificá-lo nos vários passos de análise. Se num dado passo esse critério é violado, então o elemento em causa perde, pelo menos em parte, a sua capacidade resistente, pelo que o modelo deve levar esse aspecto em consideração. Assim sendo, a remoção desse elemento permite uma análise muito mais realista, permitindo também aferir da capacidade da estrutura para evitar o colapso progressivo quando um dos seus elementos atinge o colapso. Aspecto este, fundamental na quantificação da robustez estrutural.

Segundo [53] o procedimento para a remoção directa de um elemento estrutural durante uma simulação usando aplicações de EF, baseada no equilíbrio dinâmico do sistema, deve ser executada por imposição, no nó onde foi removido o elemento, de acelerações, ao invés de forças exteriores. O procedimento de reaplicação dos esforços internos do elemento removido como forças exteriores é outro método disponível. No entanto, este procedimento pode não representar correctamente a energia libertada no colapso, devido à influência do passo de cálculo (de tempo) adoptado.

De acordo com a metodologia do equilíbrio dinâmico do sistema, se um nó com massa  $m$ , onde convergem elementos com esforços internos  $F$  e  $M$  e onde estão aplicadas as cargas exteriores  $P_{EX}$ , sofrer o colapso de um dos elementos aí ligados, no instante  $t$ , então no passo seguinte  $t' = t + \Delta t$  o elemento é removido. Sendo actualizadas as massas e acelerações nodais. A equação de equilíbrio respectiva é:

$$P_{EX} + \sum \begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \\ M \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} ma_x \\ ma_y \\ I\alpha \end{Bmatrix} = P'_{EX} + \sum \begin{Bmatrix} F'_x \\ F'_y \\ M' \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} m'a'_x \\ m'a'_y \\ I'\alpha' \end{Bmatrix} \quad (2.47)$$

Em princípio, o vector das forças externas aplicadas no nó não será influenciado pelo colapso de um dos elementos. Ainda assim, deve ser actualizado em  $t'$  pois pode haver alterações às cargas aplicadas.

Na hipótese de ausência de excitação exterior, e assumindo que o aumento das deformações (resultantes da progressiva actualização das velocidades nodais) não resulta no colapso de outros elementos, o sistema atinge uma nova posição de equilíbrio em relação à qual passa a oscilar. Caso ocorra novo colapso então existem as possibilidades [53]:

- Oscilação transiente até se atingir nova posição de equilíbrio, sendo o colapso progressivo inviabilizado
- Colapso progressivo total da estrutura
- Colapso parcial da estrutura

Ainda segundo os mesmos autores [53], as principais vantagens da remoção explícita dos elementos, comparativamente à possibilidade de atribuição de uma rigidez mais baixa após colapso, são:

1. Evitar problemas na resolução numérica do sistema, nomeadamente no acondicionamento da matriz de rigidez
2. Obter todas as variáveis cinemáticas (deslocamentos, velocidades e acelerações) no momento do colapso e passos subsequentes, aferindo da possibilidade de atingir um novo equilíbrio
3. Monitorizar o movimento relativo entre o elemento removido e a estrutura, podendo prever-se possíveis colisões

O algoritmo a implementar é o representado na Figura 2.3.

Em [30] é apresentada uma metodologia alternativa que evita a realização da análise dinâmica não-linear, uma vez que esta é bastante complexa no âmbito do dimensionamento corrente de edifícios. A metodologia proposta permite, a quantificação da robustez através

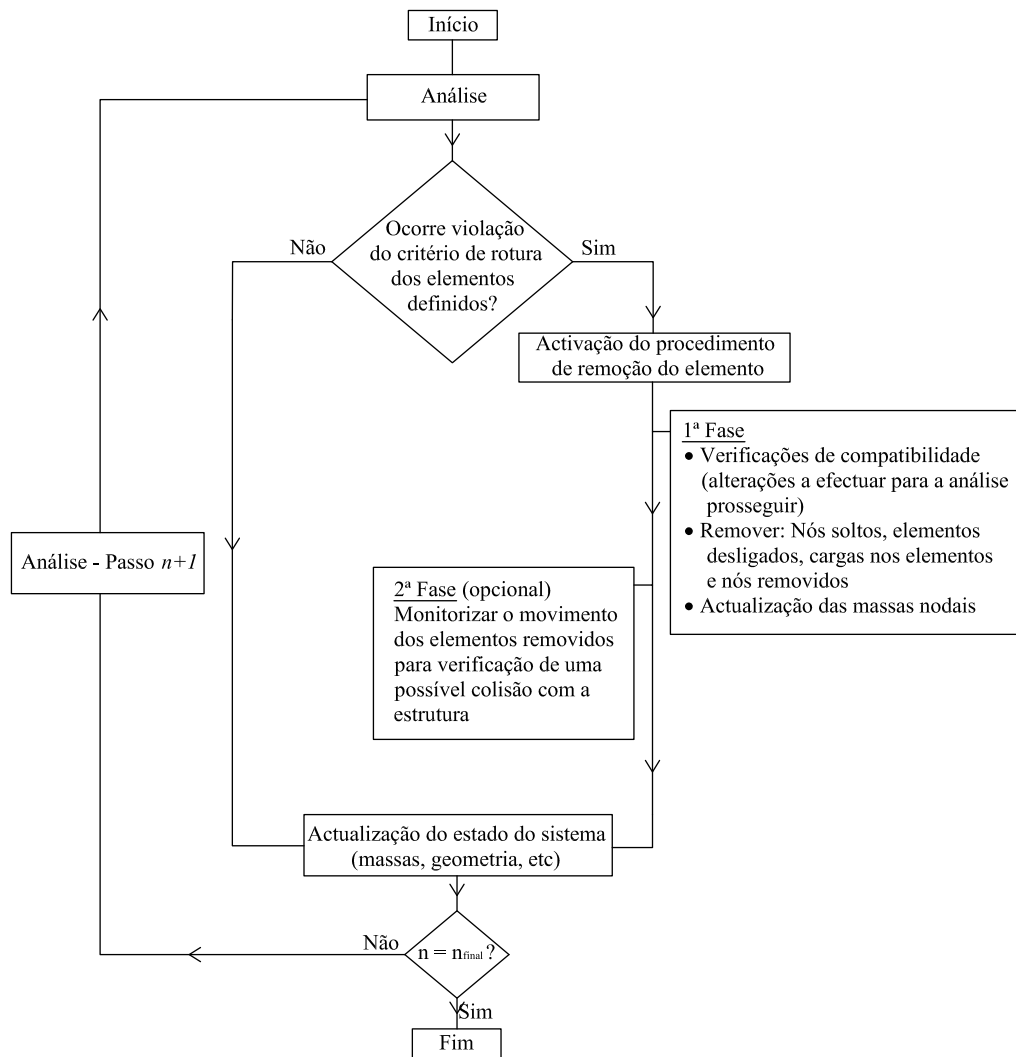


Figura 2.3: Fluxograma de remoção dos elementos

da consideração da remoção instantânea de elementos incluindo na análise parâmetros como a energia absorvida e medidas de ductilidade e redundância, considerando a interacção entre estes factores a nível global e local.

A metodologia proposta é determinística e é baseada em três etapas fundamentais:

1. Análise estática não-linear da estrutura danificada sujeita à carga gravítica
2. Avaliação simplificada, através da utilização de um factor de amplificação dinâmico ( $\lambda_d$ ) da carga gravítica dos pisos acima daquele onde ocorreu o colapso, da resposta estrutural de forma a definir a resposta máxima após a remoção do elemento
3. Avaliação da ductilidade das ligações

Os autores propõem a aplicação desta metodologia à avaliação da robustez de estruturas porticadas com vários pisos. Nestes casos, a remoção de um dos pilares conduz a uma concentração de deformações nas ligações do(s) piso(s) acima. Assumindo que os restantes pilares têm capacidade para redistribuir as cargas gravíticas aplicadas, o que acontece na maior parte dos casos, a incapacidade das estruturas para resistir à remoção de um dos seus elementos e, conseqüentemente, a ocorrência de colapso progressivo, é determinada pelas exigências de deformação das ligações no momento de máxima resposta dinâmica. Sendo que não poucas vezes a sua capacidade dúctil não é suficiente para responder a essa exigência. Esta verificação é conseguida através da comparação do máximo deslocamento dinâmico do piso acima daquele onde ocorre a rotura ( $u_d$ ) com o máximo suportado pelas ligações ( $u_f$ ), constituindo a base do processo de quantificação da robustez apresentado em [30].

Através do cálculo da capacidade dúctil das ligações ( $u_f$ ) é possível calcular a designada "*pseudo-static capacity*" ( $P_f$ ), definida como o maior valor da carga gravítica tal que a resposta máxima dinâmica resultante do colapso de um elemento seja menor ou igual à capacidade dúctil do sistema. A comparação deste valor com a carga gravítica aplicada constitui uma nova forma de verificar o estado limite pretendido.

Com a utilização do parâmetro "*pseudo-static capacity*" consegue-se uma forma de quantificação e verificação da robustez estrutural considerando a remoção de um elemento estrutural [30], sem que seja necessário recorrer a uma análise dinâmica não-linear.

### Critérios de rotura dos elementos

Existem múltiplos critérios que podem ser usados. Prevendo a interacção entre vários factores e para vários tipos de elementos e materiais. Por exemplo, para elementos de betão armado confinado com materiais compósitos são apresentadas várias propostas em [54].

Para o aço, um material com comportamento relativamente bem descrito por modelos elasto-plásticos que se verão mais à frente, o critério de rotura do elemento pode basear-se na capacidade resistente plástica do elemento. Caso seja esse o objectivo, ou seja, caso se pretenda remover o elemento aquando da plastificação da secção mais esforçada. Assim, o critério usado, para verificações na estrutura plana analisada na Secção 3.6.2, é o critério proposto no EC3 [28]:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \times N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) + \left( \frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \times M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq 1 \quad (2.48)$$

## 2.4 Conclusões

Neste Capítulo abordaram-se os principais conceitos da teoria das probabilidades, fundamentais para o estudo da fiabilidade estrutural. O estudo da fiabilidade é fundamental para a implementação de análises de risco aplicadas a sistemas estruturais. É também fundamental a caracterização probabilística dos possíveis cenários de risco que lhe estão associados.

Apesar de há muito ser consensual que a teoria das probabilidades constitui a base para o tratamento das incertezas no processo de tomada de decisão, a análise do risco sísmico de um modo consistente é bastante recente. Com efeito, os custos computacionais de uma análise de risco quando considerada em conjunto com modelos estruturais complexos conduziram a que, durante décadas, a aplicação destas metodologias a casos concretos fosse inviável.

Fez-se também uma revisão do conceito de robustez estrutural e das suas implicações na capacidade das estruturas em resistirem a eventos acidentais como os sismos.

Nos últimos anos têm sido desenvolvidos estudos no sentido de definir quantitativamente a robustez estrutural, de forma a introduzi-la de forma mais consistente nos regulamentos.





## Capítulo 3

# Métodos Computacionais na Análise Sísmica

### 3.1 Introdução

A actividade sísmica é, desde há muito, um dos fenómenos naturais que maior destruição provoca e maiores perdas materiais e humanas origina.

É hoje, reconhecido que a principal causa destes fenómenos são os movimentos nas falhas das placas tectónicas (superfícies que separam dois blocos da crosta terrestre). A actividade sísmica também pode dever-se à actividade vulcânica, a deslocamentos de gases no interior da Terra, a deslocamentos superficiais do terreno (abatimentos e deslizamentos) ou mesmo devido à acção humana através da detonação de explosivos, injeccção e extracção de fluidos da crosta terrestre ou movimento de grandes massas de água em barragens.

Apesar de certos fenómenos sísmicos apresentarem periodicidade, não é possível prever com exactidão quando ocorrerá a próxima rotura das falhas e, provavelmente, o próximo sismo.

Desta forma, em Engenharia de Estruturas é muito importante definir estratégias para que o dimensionamento se possa fazer com uma margem de segurança adequada relativamente à possibilidade de ocorrência de fenómenos sísmicos.

Em Portugal, o regulamento em vigor era, até à pouco tempo atrás, o Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) que veio, em 1983, responder à necessidade de actualizar a regulamentação portuguesa relativa a estruturas de edifícios e pontes, de modo a incorporar os progressos técnicos recentes. Este regulamento, juntamente com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), publicado no mesmo ano, permitiu introduzir níveis superiores de rigor e exigência nos cálculos sísmicos destas estruturas, conduzindo a um aumento do nível de resistência contra os sismos.

Nos últimos anos, a regulamentação aplicável no dimensionamento de estruturas passou por uma fase de transição, sendo agora generalizada a utilização dos Eurocódigos, nomeadamente o EC8 [29], que trata do projecto de estruturas sismo-resistentes. Esta regulamentação resultou da evolução do conhecimento nesta área, aliada a um esforço Europeu de harmonização técnica entre os regulamentos levou à criação destes documentos, que se destinam a regular o projecto estrutural das construções na União Europeia.

## 3.2 Representação da acção sísmica

Segundo [25] há três formas possíveis de caracterizar a acção sísmica por forma a que esta possa ser integrada nas metodologias de análise estrutural actuais:

- Representação por série de acelerações
- Representação através da Função de Densidade Espectral de Potência (Espectro de Potência)
- Representação por Espectro de Resposta

A representação da acção sísmica através de séries de acelerações (Figura 3.1) é a forma mais directa de analisar o comportamento sísmico. Ao optar por este tipo de representação é inevitável que se façam múltiplas análises, uma vez que a verificação da segurança não pode ser feita para um único sismo. Consequentemente o processo requererá maior esforço computacional. No entanto, é o processo generalizado quando se pretende analisar estruturas com comportamento não-linear. Este registo tem de vir sempre acompanhado da distância ao epicentro do sismo e da geologia do local.

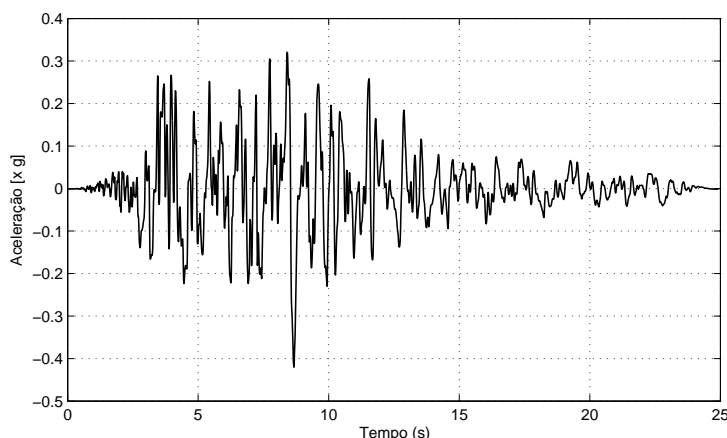


Figura 3.1: Acelerograma registado no sismo de Northridge (1994)

A representação por Espectros de Resposta é, sem dúvida, o mais usual, sendo vulgarizado o seu uso em quase todas as Análises Dinâmicas lineares.

Esta série de valores não constitui um registo directo da acção, mas sim um registo do seu efeito sob um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade. Consultando o espectro de resposta pode obter-se o valor máximo do parâmetro registado nessa série (e.g. acelerações) para osciladores de um grau de liberdade com frequências ou períodos de vibração variáveis.

Na análise modal, a resposta de cada modo de vibração da estrutura é calculada por comparação com a resposta de um oscilador de um grau de liberdade, obtida directamente do espectro de resposta da acção considerada.

Por outro lado, é também possível converter a acção sísmica registada numa série de acelerações para um espectro de resposta. Para tal, basta calcular a resposta estrutural e os

respectivos valores máximos que, devidamente agrupados, formam o espectro de resposta. Esse espectro, obtido directamente do acelerograma, pode ser usado para determinar outro espectro de resposta, sendo este último designado por pseudo-espectro [25].

Esta conversão de acelerogramas para espectros de resposta é válida nos casos em que o amortecimento é menor que 10% e as frequências não são muito baixas [25]:

$$f > 0.4Hz \quad (3.1)$$

A definição dos espectros de resposta regulamentares, com base nos quais é feito geralmente o dimensionamento, é apresentado no Anexo A.

A representação através de Espectros de Potência não é usual mas tem grandes vantagens no que toca à geração de acelerogramas (séries de acelerações) fictícios.

Sendo  $S_x(w)$  a função da densidade espectral de potência das vibrações sísmicas, o espectro de potência pode ser interpretado como uma medida do conteúdo energético do processo, sendo o produto  $S_x(w) \times \Delta w$  uma medida da energia contida numa banda de frequência de largura infinitesimal  $\Delta w$ .

### 3.3 Métodos de Análise Sísmica

#### 3.3.1 Introdução

No âmbito da análise sísmica, o procedimento de análise requer: (i) um modelo da estrutura, (ii) uma representação do movimento do solo provocado pela acção sísmica ou dos seus efeitos e (iii) um método de análise que permita formular e resolver as equações governativas [19]. Pode ser usado um enorme conjunto de métodos de análise, desde análises elásticas ou plásticas simplificadas até sofisticadas análises dinâmicas não-lineares, devendo escolher-se o método mais adequado atendendo ao propósito da análise.

Um passo importante na análise estrutural é a decisão de assumir a relação entre forças e deslocamentos linear ou não-linear. As análises lineares têm sido usadas durante décadas, quer recorrendo a métodos de análise estática ou dinâmica. Já os métodos não-lineares estão a emergir nos processos de dimensionamento devido à necessidade de representar o comportamento não-linear da estrutura, assim como, ao crescente aparecimento de regulamentação relativa a estes métodos, ultrapassando assim algumas dificuldades existentes na sua aplicação.

O início da introdução dos métodos de análise não-linear no dimensionamento começou, em Portugal, é relativamente recente principalmente pela generalização da ideia de que um bom comportamento sísmico seria alcançado com mais facilidade se fosse controlado o nível de deslocamentos, local e global, da estrutura.

Há duas grandes fontes de não-linearidade no comportamento estrutural. O primeiro é a não-linearidade da relação entre força e deslocamentos, que surge em resultado da ductilidade do material, da sua rigidez, da degradação das suas características ao longo do tempo ou de fractura frágil [19]. A segunda fonte de não-linearidade é a inclusão de grandes deslocamentos nas equações de equilíbrio e compatibilidade.

De um modo geral, os métodos de análise sísmicas mais vulgarmente utilizados apresentam-se na Tabela 3.1.

Tal como referido, é consensual a importância da representação da não-linearidade na análise sísmica, uma vez que a excitação a que as estruturas estão sujeitas leva, não poucas

Tabela 3.1: Métodos de análise sísmica

<b>Análises Elásticas-Lineares</b>	Análises Estáticas Equivalentes
	Análises Dinâmicas Modais por espectros de resposta
<b>Análises Não-Lineares</b>	Análises Estáticas Não-Lineares
	Análises Dinâmicas Não-Lineares
<b>Dimensionamento baseado em Deslocamentos - <i>Displacement Based Design</i></b>	

vezes, à sua deformação em regime plástico. Como tal, é extremamente importante a caracterização do seu comportamento de um modo o mais aproximado à realidade possível. Ainda assim, no processo de dimensionamento é comum utilizar uma análise linear com um coeficiente de comportamento, que pretende levar em consideração os efeitos da não-linearidade do comportamento estrutural e da capacidade dúctil dos materiais de forma simplificada.

O método de análise dinâmica mais simples é baseada num comportamento linear da estrutura, que permite a determinação das suas características de vibração (frequências e modos próprios de vibração) e uma solução simplificada com a representação modal da resposta dinâmica. A estimativa dos valores máximos da resposta podem ser obtidos através de uma análise por espectros de resposta.

Nos últimos anos tem-se evoluído para novos métodos de análise, com o objectivo de obter resultados mais próximos dos resultados reais da estrutura quando sujeita a acções extremas, por exemplo as Análises Estáticas Não-Lineares com Controle de Deslocamentos (*Pushover*) e o Dimensionamento Sísmico por Controle de Deslocamentos (*Displacement Based Design*).

Através de análises *Pushover* espera-se obter informações sobre o comportamento estrutural que não seria possível obter em análises lineares. Esta análise assenta na aplicação à estrutura de uma distribuição de forças ou deslocamentos crescentes, de modo a que a resposta obtida se aproxime das respostas de pico obtidas recorrendo a uma análise dinâmica não-linear. Um passo importante neste tipo de análise é a obtenção da curva de capacidade da estrutura, a qual fornece a relação entre as forças laterais que representam a acção do sismo, normalmente descritas através do somatório de forças de corte na base, e os deslocamentos da estrutura, geralmente medidos no nó de controlo, usualmente no topo da estrutura.

No Dimensionamento Sísmico por Controle de Deslocamentos as condições iniciais são deslocamentos e danos (relacionados com extensões), utilizando-se o espectro de resposta de deslocamentos para determinar os esforços associados ao estado da estrutura. Desta forma, a rigidez corresponde a um resultado final.

Neste método, o que se pretende é definir uma deformada da estrutura correspondente a determinado estado limite, sendo de seguida determinada a rotação/deslocamento máxima limite e o deslocamento máximo associado à deformada limite adoptada. Numa segunda etapa é efectuado o cálculo do período, rigidez e força de um sistema equivalente com 1GDL, através do cálculo do deslocamento correspondente à situação em estudo e da definição do espectro de resposta de deslocamentos e do valor adequado para o amortecimento do sistema. Posteriormente, é calculado o valor do Corte Basal e a sua distribuição em altura ao longo da estrutura. Por último, é feita uma análise estática da estrutura, aplicando as forças laterais e as cargas permanentes e sobrecargas, sendo desta

forma possível o dimensionamento dos elementos estruturais.

As análises Dinâmicas Não-Lineares são as mais exactas, sendo no entanto de salientar as suas desvantagens: complexidade, custo computacional e a dificuldade da sua aplicação ao dimensionamento prático de estruturas. Ainda assim, a informação que se consegue obter deste tipo de análise não é comparável à obtida através de qualquer outra.

É de referir que a análise Dinâmica Não-linear de estruturas com comportamento dúctil é já desde há algum tempo um tema bem conhecido, obtendo-se resultados bastante precisos, através de modelos analíticos [38]. No entanto, há ainda bastantes desafios por resolver no que toca a sistemas menos dúcteis, principalmente com "Softening" e grandes deformações.

A escolha do método de análise a utilizar em cada caso deve atender à exigência sísmica inerente à estrutura e à zona onde se encontra, características estruturais (regularidade e complexidade), características da resposta estrutural (período de vibração fundamental e participação dos modos de vibração mais elevados), quantidade de informação disponível para desenvolver o modelo e o grau de confiança da avaliação da resposta [19].

### 3.3.2 Análise Pushover

A análise *Pushover* assenta na aplicação à estrutura de uma distribuição de forças ou deslocamentos crescentes, de modo a que a resposta obtida se aproxime das respostas de pico obtidas recorrendo a uma análise dinâmica não-linear. Admite-se, como hipótese, que a resposta obtida sob o efeito de um vector crescente de forças ou deslocamentos possa traduzir o resultado que seria obtido pela análise dinâmica. 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.

De um modo geral, podem-se salientar as principais características da Análise *Pushover*:

- Considera o comportamento não-linear da estrutura
- Relaciona a resposta global da estrutura com uma estrutura equivalente de 1 GDL
- Traça sequencialmente a cedência e colapso dos elementos, assim como a capacidade global da estrutura
- Permite a avaliação adequada do desempenho sísmico para diferentes estados limites

Existem diferentes métodos de Análise *Pushover*, incluindo o Método do Espectro da Capacidade Resistente (ATC-40), o Método do Coeficiente de Deslocamento (FEMA-273/FEMA-356) e o Método N2.

O Método N2 está previsto no EC8. Este método combina a análise de um sistema com múltiplos graus de liberdade com o espectro de resposta inelástico do seu modelo equivalente de 1 GDL. Baseia-se nos seguintes passos:

1. Modelação da estrutura atendendo ao comportamento não-linear de todos os seus elementos estruturais
2. Definição da acção sísmica através da definição dos espectros elástico e inelástico

3. Definição da Curva de Capacidade Resistente, que relaciona a força de corte total na base com o deslocamento do nó de controlo (geralmente no topo), através da realização de uma *Pushover Analysis*: i) definição da distribuição vertical das forças laterais a aplicar à estrutura; ii) definir uma curva do tipo Força-Deslocamento (Curva de Capacidade) aumentando monotonicamente a distribuição de forças laterais
4. Definição de sistema de 1GDL equivalente
5. Analisar o desempenho sísmico do sistema de 1GDL: i) Determinar o deslocamento-alvo para o sistema equivalente; ii) Cálculo do deslocamento do topo da estrutura de  $n$  GDL:  $d_t = \Gamma \times d_t^*$ ; iii) Recorrer a uma análise estática, aumentando monotonicamente as cargas, até atingir  $d_t$  (ou um múltiplo deste); iv) Cálculo de quantidades locais, como rotações, deslocamentos relativos, etc
6. O desempenho sísmico estrutural, correspondente ao deslocamento  $D_t$  (ou múltiplo deste), é comparado com os valores resistentes propostos

De entre as principais vantagens da Análise *Pushover* é de salientar o facto de evitar a utilização de um coeficiente de comportamento, resultar em boas estimativas da resposta sísmica para estruturas que vibram principalmente num modo e fornecer informação sobre as características da estrutura, que não se obtêm em análises elásticas, como sejam a capacidade de deformação em regime não-linear, as zonas críticas da estrutura que exigem um dimensionamento mais pormenorizado e as descontinuidades de resistência em planta e altura.

Relativamente às suas limitações, é de referir a incapacidade de obter resultados precisos quando os efeitos dos modos de vibração mais elevados de uma estrutura são importantes na sua resposta a acções dinâmicas. Além disso, não se considera a degradação progressiva da rigidez que ocorre durante o carregamento cíclico não-linear dos sismos. Esta degradação tem como consequências a mudança das características modais da estrutura e o aumento do seu período, o que não é tido em conta na análise *Pushover*.

Desta forma, esta metodologia é mais adequada para estruturas baixas e com frequências elevadas. Por outro lado, admite-se que a deformada da estrutura não varia ao longo do tempo. Além disso, há também dificuldade de modelar adequadamente os efeitos dos modos de vibração mais elevados, assim como a impossibilidade de detecção de zonas de fraqueza que não as relacionadas com o primeiro mecanismo local a ser formado.

Uma das principais questões relacionadas com a execução deste tipo de análises prende-se com a definição da distribuição de forças laterais a aplicar à estrutura. Como os sistemas de forças alterados de forma constante levantaram dúvidas, foram desenvolvidos métodos designados de *Adaptive Pushover Methods*, onde os vectores das forças laterais são actualizados em todos os passos de análise, considerando um ou mais modos de resposta, incluindo desta forma os efeitos que a degradação progressiva da estrutura tem na forma como a mesma responde à solicitação crescente a que está submetida.

### 3.3.3 Análise Dinâmica

#### Introdução

A equação de equilíbrio dinâmico de um sistema pode ser escrita da forma:

$$P(t) - P_r(U, \dot{U}) = M \times \ddot{U}^t \quad (3.2)$$

onde  $M$  é a matriz de massa da estrutura,  $\ddot{U}^t$  é a aceleração total relativamente a um dado referencial fixo,  $P(t)$  é o conjunto das forças aplicadas e  $P_r$  é o conjunto das forças resistentes da estrutura que, geralmente, dependem do deslocamento e velocidade dos graus de liberdade considerados.

No caso das forças resistentes serem funções lineares da velocidade e deslocamento, a Equação 3.2 pode ser simplificada da forma:

$$P(t) - C \times \dot{U} - K \times U = M \times \ddot{U}^t \quad (3.3)$$

onde  $C$  é a matriz de amortecimento e  $K$  a matriz de rigidez da estrutura.

Se as forças exteriores aplicadas  $P(t)$  forem nulas e assumindo que não há amortecimento viscoso, o problema é simplificado a um caso de vibração livre. Assumindo também que o referencial se encontra na base da estrutura, isto é,  $\ddot{U}^t = \ddot{U}$ , a equação que traduz o problema é:

$$M \times \ddot{U} + K \times U = 0 \quad (3.4)$$

A solução da equação anterior pode ser expressa em função dos modos de vibração da estrutura e das respectivas frequências naturais,  $\phi$  e  $\omega$ , respectivamente. Passando este a ser um problema de valores e vectores próprios:

$$K \times \phi = \omega^2 \times M \times \phi \quad (3.5)$$

O número de pares  $(\omega_i, \phi_i)$  que satisfaz a equação anterior é igual ao número de graus de liberdade considerados. No entanto, na análise sísmica é necessário um número bastante inferior de modos de vibração para representar convenientemente a resposta dinâmica à excitação sísmica.

### Método de sobreposição modal

A análise modal baseia-se na transformação anterior, tendo como objectivo desacoplar o sistema matricial de equações que é necessário resolver para obter a resposta estrutural numa análise dinâmica. O princípio do método é baseado no facto de a deformada da estrutura poder ser caracterizada em termos dos  $n$  modos de vibração, ao invés de ser caracterizada directamente pelas  $n$  componentes do vector deslocamentos no espaço geométrico. Neste caso, os  $n$  modos de vibração constituem a base de um outro espaço vectorial que se chama Espaço Modal.

Assim, a amplitude de cada modo será a coordenada generalizada que permitirá caracterizar qualquer deformada no espaço modal. Na Equação 3.6 apresenta-se a resposta total da estrutura como a sobreposição dos vários modos de vibração devidamente ponderados pelas respectivas coordenadas modais  $q_i$ .

$$u = \sum_{i=1}^N \phi_i \times q_i \quad (3.6)$$

Substituindo a Equação 3.6 na Equação de equilíbrio dinâmico chega-se à seguinte equação:

$$M_n \times \ddot{q}_n + K_n \times \dot{q}_n = f_n(t) \quad (3.7)$$

A esta equação dá-se o nome de Equação Modal representando o equilíbrio dinâmico do modo  $n$ . É de salientar que a Equação tem apenas uma variável,  $q_n$ .  $M_n$ ,  $K_n$  e  $f_n(t)$  são, respectivamente, a massa generalizada, a rigidez generalizada e a força generalizada do modo de vibração  $n$ .

Desta forma, o sistema com  $n$  equações diferenciais e  $n$  incógnitas, é substituído por  $n$  equações e apenas 1 incógnita em cada uma delas, sendo cada uma dessas equações a equação modal de um modo de vibração da estrutura. A resolução destas  $n$  equações desacopladas permite determinar as coordenadas modais  $q_1, \dots, q_n$ . A deformada final obtém-se por aplicação da Equação 3.6.

Verifica-se que sobrepondo a contribuição de apenas alguns modos de vibração (por exemplo dos primeiros  $m$  modos:  $m \ll n$ ) se obtém um resultado muito bom, poupando-se um significativo esforço de cálculo.

### Efeito da excitação sísmica na estrutura

Frequentemente assume-se que, aquando da excitação provocada pelo sismo, os apoios da estrutura se movimentam em conjunto, segundo um dado registo de acelerações ao longo do tempo. Designando a aceleração da base da estrutura por  $\ddot{U}_g(t)$ , a aceleração total dos graus de liberdade da estrutura, isto é, a aceleração relativamente a um dado referencial fixo, é dada pela soma da aceleração da base com a aceleração de cada nó relativamente à base.

$$\ddot{U}^t = \ddot{U} + R \times \ddot{U}_g(t) \quad (3.8)$$

onde  $R$  é uma matriz cujo número de colunas é igual ao número de componentes da aceleração da base e o número de linhas é igual ao número de nós da estrutura. Para cada componente, o valor respectivo de  $R$  corresponde à aceleração dos restantes graus de liberdade devido a uma aceleração unitária da base. Se todos os apoios se movimentarem em conjunto,  $R$  representa o movimento de corpo rígido da estrutura.

Assumindo que não há cargas nodais aplicadas, substituindo a Equação 3.8 nas Equações 3.2 e 3.3 obtém-se as Equações de equilíbrio dinâmico devido à excitação de base, por exemplo, provocada por um sismo.

$$M \times \ddot{U} + P_r(U, \dot{U}) = -M \times R \times \ddot{U}_g(t) \quad (3.9)$$

$$M \times \ddot{U} + C \times \dot{U} + K \times U = -M \times R \times \ddot{U}_g(t) \quad (3.10)$$

A Equação 3.9 é referente a sistemas não-lineares e a Equação 3.10 reporta-se aos casos onde é possível estabelecer as relações atrás referidas.

### Resolução Numérica das Equações de Equilíbrio Dinâmico

A resolução da Equação 3.3 ou da Equação 3.9, no caso particular de ausência de força exterior mas apenas de movimento de base, quando a excitação varia arbitrariamente no tempo ou quando a resposta é não-linear, só pode ser conseguida com métodos numéricos.



Os habituais métodos de simulação para análise não-linear da resposta estrutural em situações de acção dinâmica recorrem geralmente a uma discretização das equações de equilíbrio através do método de Newmark, resolvendo-as através do método iterativo de Newton-Raphson [48].

A equação geral que deve ser resolvida numericamente é:

$$m \times \ddot{U} + c \times \dot{U} + f_s(U, \dot{U}) = p(t) \quad (3.11)$$

A resposta total é obtida em instantes discretos  $t_i$ . No instante de tempo  $i$ , assume-se que o deslocamento, velocidade e aceleração ( $U, \dot{U}, \ddot{U}$ ) são conhecidos, obedecendo à equação:

$$m \times \ddot{U}_i + c \times \dot{U}_i + (f_s)_i = p(t_i) \quad (3.12)$$

onde  $(f_s)_i = K \times U_i$ , para sistemas elásticos lineares mas depende do histórico de deslocamentos e velocidades no caso de sistemas não-lineares.

Os procedimentos numéricos permitem a determinação das quantidades  $(U_{i+1}, \dot{U}_{i+1}, \ddot{U}_{i+1})$  no instante  $i+1$ , satisfazendo a equação:

$$m \times \ddot{U}_{i+1} + c \times \dot{U}_{i+1} + (f_s)_{i+1} = p(t_{i+1}) \quad (3.13)$$

Em 1959, M.N. Newmark desenvolveu um conjunto de métodos baseados nas seguintes equações:

$$\dot{U}_{i+1} = \dot{U}_i + [(1 - \gamma) \times \Delta t] \times \ddot{U}_i + (\gamma \times \Delta t) \times \ddot{U}_{i+1} \quad (3.14)$$

$$U_{i+1} = U_i + \Delta t \times \dot{U}_i + [(0,5 - \beta) \times (\Delta t)^2] \times \ddot{U}_i + [\beta \times (\Delta t)^2] \times \ddot{U}_{i+1} \quad (3.15)$$

Os parâmetros  $\beta$  e  $\gamma$  definem a variação da aceleração durante o passo de tempo e determinam a estabilidade e precisão do método (geralmente toma-se  $\gamma = \frac{1}{2}$  e  $\beta \in [\frac{1}{6}; \frac{1}{4}]$ ).

Estas duas equações, em conjunto com a Equação 3.13 fornecem, no final de cada passo de cálculo, a base para o cálculo dos valores dos deslocamentos, velocidades e acelerações no instante seguinte. É necessário um processo iterativo uma vez que  $\ddot{U}_{i+1}$  aparece do lado direito das equações.

Na Figura 3.2 apresentam-se dois casos particulares da aplicação dos métodos de resolução do equilíbrio dinâmico. As Equações que aí se apresentam foram obtidas considerando que a aceleração em cada intervalo de tempo entre dois passos de análise (i) se mantém constante e igual à média dos valores das acelerações nos dois pontos (ii) tem variação linear entre ambos, fazendo a integração no tempo e considerando que  $\tau = \Delta t$ . Comparando as equações que permitem calcular os deslocamentos e velocidades no passo  $i + 1$  com as Equações 3.14 e 3.15 pode-se concluir que se  $\gamma = \frac{1}{2}; \beta = \frac{1}{4}$  então o Método de Newmark corresponde ao método das acelerações médias, enquanto que, para  $\gamma = \frac{1}{2}; \beta = \frac{1}{6}$  corresponde ao método das acelerações lineares.

O Método de Newmark é exacto até à 2ª ordem se, e só se,  $\gamma = \frac{1}{2}$ . Neste trabalho usou-se o método das acelerações médias, o que equivale a tomar  $\gamma = \frac{1}{2}$  e  $\beta = \frac{1}{4}$ .

É possível reformular as equações apresentadas por forma a evitar o procedimento iterativo do método. Assim, definem-se as quantidades:

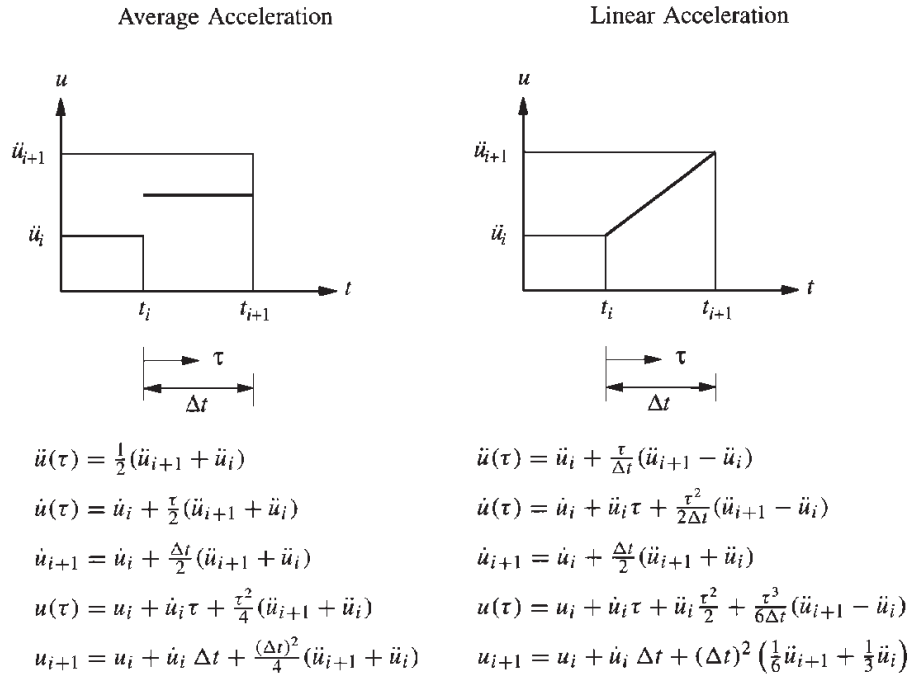


Figura 3.2: Casos especiais na aplicação do Método de Newmark - (Fonte: [12])

$$\Delta U_i = U_{i+1} - U_i \quad \Delta \dot{U}_i = \dot{U}_{i+1} - \dot{U}_i \quad (3.16)$$

$$\Delta \ddot{U}_i = \ddot{U}_{i+1} - \ddot{U}_i \quad \Delta p_i = p_{i+1} - p_i \quad (3.17)$$

Desta forma, as Equações 3.14 e 3.15 podem ser reescritas na forma:

$$\Delta \dot{U}_i = (\Delta t) \times \ddot{U}_i + (\gamma \times \Delta t) \times \Delta \ddot{U}_i \quad (3.18)$$

$$\Delta U_i = (\Delta t) \times \dot{U}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2} \times \ddot{U}_i + \beta \times (\Delta t)^2 \times \Delta \ddot{U}_i \quad (3.19)$$

Simplificando a Equação 3.19 vem:

$$\Delta \ddot{U}_i = \frac{1}{\beta \times (\Delta t)^2} \times \Delta U_i - \frac{1}{\beta \times (\Delta t)} \times \dot{U}_i - \frac{1}{2 \times \beta} \times \ddot{U}_i \quad (3.20)$$

Assim, substituindo 3.20 em 3.21, vem:

$$\Delta \dot{U}_i = \frac{\gamma}{\beta \times (\Delta t)} \times \Delta U_i - \frac{\gamma}{\beta} \times \dot{U}_i + \Delta t \times \left(1 - \frac{\gamma}{2 \times \beta}\right) \ddot{U}_i \quad (3.21)$$

Considerando a Equação de equilíbrio dinâmico na forma:

$$m \times \Delta \ddot{U}_i + c \times \Delta \dot{U}_i + K \times \Delta U_i = \Delta p(t_i) \quad (3.22)$$

e substituindo as Equações 3.20 e 3.21 em 3.22 obtém-se:

$$\hat{K} \times \Delta U_i = \Delta \hat{p}_i \Leftrightarrow \Delta U_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{K}} \quad (3.23)$$

onde:

$$\hat{K} = K + \frac{\gamma}{\beta \times \Delta t} \times c + \frac{1}{\beta \times (\Delta t)^2} \times m \quad (3.24)$$

$$\begin{aligned} \Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + \left( \frac{1}{\beta \times \Delta t} \times m + \frac{\gamma}{\beta} \times c \right) \times \dot{U}_i \\ + \left[ \frac{1}{2 \times \beta} \times m + \Delta t \times \left( \frac{\gamma}{2 \times \beta} - 1 \right) \times c \right] \times \ddot{U}_i \end{aligned} \quad (3.25)$$

são conhecidos através das propriedades do sistema  $(m, K, c)$ , dos parâmetros do método  $(\beta, \gamma)$  e das quantidades  $U_i, \dot{U}_i$  e  $\ddot{U}_i$ .

Assim que  $\Delta U_i$  for conhecido,  $\Delta \dot{U}_i$  e  $\Delta \ddot{U}_i$  podem ser calculados através das Equações apresentadas, sendo, de imediato, conhecidos  $U_{i+1}, \dot{U}_{i+1}$  e  $\ddot{U}_{i+1}$ . A aceleração pode também ser obtida pela Equação Dinâmica:

$$\ddot{U}_{i+1} = \frac{p(t_{i+1}) - C \times \dot{U}_{i+1} - K \times U_{i+1}}{m} \quad (3.26)$$

Esta Equação é necessária para determinar  $\ddot{U}_0$  para iniciar o cálculo. Segundo [12], o Método de Newmark é estável se:

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi \times \sqrt{2}} \times \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2 \times \beta}} \quad (3.27)$$

Para variações lineares (i.e.  $\gamma = \frac{1}{2}$  e  $\beta = \frac{1}{6}$ ) esta condição traduz-se em:

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0,551 \quad (3.28)$$

Contudo, passos de tempo mais curtos são necessários para obter uma precisão satisfatória.

### Utilização do Método de Newmark em Sistemas Não-Lineares

Para sistemas não-lineares, considerando Equação incremental de equilíbrio dinâmico:

$$m \times \Delta \ddot{U}_i + c \times \Delta \dot{U}_i + (\Delta f_s)_i = \Delta p_i \quad (3.29)$$

a principal diferença reside no cálculo da força resistente  $(\Delta f_s)_i$ :

$$(\Delta f_s)_i = (K_i)_{sec} \times \Delta U_i \quad (3.30)$$

onde a rigidez secante  $(K_i)_{sec}$  não pode ser determinada analiticamente uma vez que não se conhece  $U_{i+1}$ .

Se se admitir que ao longo de um pequeno intervalo de tempo  $\delta t$ , a rigidez secante pode ser substituída pela rigidez tangente  $(K_i)_T$  (Figura 3.3) então:

$$(\Delta f_s)_i \simeq (K_i)_T \times \Delta U_i \quad (3.31)$$

Esquecendo o índice T em  $(K_i)_T$ , a Equação de equilíbrio dinâmico vem:

$$m \times \Delta \ddot{U}_i + c \times \Delta \dot{U}_i + K_i \times \Delta U_i = \Delta p_i \quad (3.32)$$

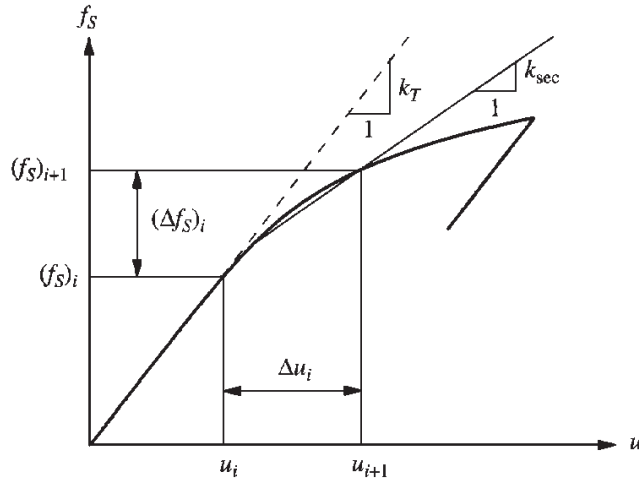


Figura 3.3: Método de Newmark em sistemas não-lineares (Fonte: [12])

A semelhança entre esta Equação e a correspondente a sistemas lineares, sugere que também aqui se pode utilizar um procedimento de resolução não-iterativo. Apenas é preciso alterar o valor de  $K$  na Equação 3.24 para a rigidez tangente  $(K_i)_T$ , a determinar no início de cada passo de cálculo.

Para sistemas não-lineares a Equação 3.26 poderá dar valores diferentes de  $\ddot{U}_{i+1}$ , sendo preferível adoptar o último valor, pois satisfaz o equilíbrio em  $i+1$ .

Este procedimento com tempo constante  $\Delta t$  poderá conduzir a resultados imprecisos devido a: (1) a rigidez tangente foi usada em vez da rigidez secante; (2) a utilização do passo de tempo constante impede que se detecte as transições na relação força-deformação.

Para evitar o problema (2) pode diminuir-se o passo de tempo de cálculo até que os resultados numéricos estejam próximos dos exactos. Alternativamente, pode criar-se um processo iterativo que verifica se durante o intervalo  $[i, i+1]$  há variação do sentido da velocidade. Em caso afirmativo, o passo de tempo é ajustado de modo a que a velocidade no final do intervalo seja aproximadamente zero.

Relativamente à fonte de erro (1), esta pode ser minimizada através de um procedimento iterativo. Em sistemas não-lineares tem-se:

$$\hat{K}_i \times \Delta U_i = \Delta \hat{p}_i \quad (3.33)$$

onde  $\Delta \hat{p}_i$  é dado pela Equação 3.25 e:

$$\hat{K}_i = K_i + \frac{\gamma}{\beta \times \Delta t} \times C + \frac{1}{\beta \times (\Delta t)^2} \times M \quad (3.34)$$

Substituindo o índice  $i$  por  $T$ , realçando que se utiliza a rigidez tangente vem:

$$\hat{K}_T \times \Delta U = \Delta \hat{p} \quad (3.35)$$

$$= K_T + \frac{\gamma}{\beta \times \Delta t} \times C + \frac{1}{\beta \times (\Delta t)^2} \times M \quad (3.36)$$

A relação é não-linear pois  $K_T$  depende de  $U$ , consequentemente  $\hat{K}_T$  não é constante. Para análises estáticas não-lineares  $\hat{K}_T = K_T$  e a não-linearidade em  $\hat{K}_T$  é a mesma que em  $K_T$ . Mas em análises dinâmicas, a presença dos termos de massa e amortecimento em  $\hat{K}_T$  diminuem a não-linearidade pois o termo constante  $\frac{M}{\beta \times (\Delta t)^2}$  para valores usuais de  $\Delta t$  é, geralmente, maior que  $K_T$  [12].

O procedimento iterativo consiste em:

1. Determinar  $\Delta U^{(1)}$  :  $\hat{K}_T \times \Delta U^{(1)} = \Delta \hat{p}$
2. Determinar a força  $\Delta f^{(1)}$  e a força residual  $\Delta R^{(2)} = \Delta \hat{p} - \Delta f^{(1)}$
3. Determinar  $\Delta U^{(2)}$ :  $\hat{K}_T \times \Delta U^{(2)} = \Delta R^{(2)} = \Delta \hat{p} - \Delta f^{(1)}$
4. Este processo é repetido até se atingir a convergência ( $\Delta R = 0$ )
5. O incremento pretendido é dado por:  $\Delta U_i = \sum_j \Delta U^{(j)}$

Se a rigidez utilizada nas iterações for sempre a rigidez inicial (no instante  $i$ ) este processo iterativo de passagem do instante de tempo  $i$  para  $i + 1$  é conhecido como Método de Newton modificado (Figura 3.4). Se a rigidez for a rigidez tangente instantânea (actualizada em cada iteração) então o processo é o Método de Newton-Raphson, que é o Método utilizado neste trabalho.

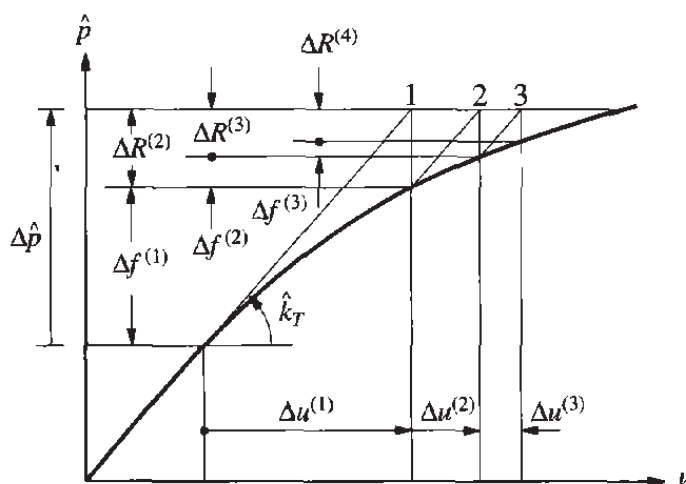


Figura 3.4: Método de Newton modificado aplicado à resolução da Equação de Equilíbrio Dinâmico (Fonte: [12])

O método de Newton-Raphson é um dos mais comuns neste tipo de problemas a par do método de Newton modificado. No entanto, exige que o passo de tempo de análise seja pequeno para se atingir a convergência, nomeadamente quando a resposta não-linear é

significativa. Além disso, a resposta não-linear está, segundo [48], associada a um número reduzido de graus de liberdade, permanecendo os restantes praticamente no mesmo regime. Assim, o esforço computacional associado ao método é excessivo uma vez que em cada iteração é recalculada a rigidez de todo o sistema. Os mesmos autores discutem métodos para melhorar a convergência com o menor esforço computacional associado.

Um caso particular onde os métodos habitualmente utilizados não são eficientes, é o caso de colapso de um dos elementos durante a análise. Nesse caso há alterações significativas na matriz de rigidez tangente instantânea num pequeno conjunto de graus de liberdade, enquanto que os restantes permanecem em regime linear. Neste caso, pode utilizar-se por exemplo o método de Newton modificado recorrendo aos subespaços de Krylov. Em [48] é apresentado o desenvolvimento de um método numérico que coloca em prática esta aliança, produzindo um poderoso algoritmo para resolução numérica de problemas não-lineares. É aplicado este algoritmo ao caso de análise dinâmica com colapso súbito de elementos.

### **Amortecimento**

É impraticável a determinação dos coeficientes da matriz de amortecimento directamente a partir dos dados das estruturas (dimensões da estrutura e dos elementos, características dos materiais) [12].

Assim, o amortecimento é geralmente definido simplificada por valores do coeficiente de amortecimento, sendo suficientemente precisos para análises lineares. No entanto, para análises não-lineares a matriz de amortecimento é necessária.

Durante a actuação de um sismo é expectável que a rigidez da estrutura diminua substancialmente. Esta diminuição da rigidez vem normalmente acompanhada do aumento do amortecimento, ambos devido ao dano estrutural provocado pelo sismo [12].

Quando é possível e admissível a utilização de coeficientes de amortecimento numéricos, estes devem ser estimados a partir de dados provenientes de testes em estruturas do mesmo tipo. Ainda assim, os dados obtidos, especialmente os coeficientes de amortecimento, a partir de testes de vibração de pequena amplitude não devem ser usados em análises com excitações de muito maior escala, uma vez que as propriedades da estrutura são substancialmente diferentes. Os coeficientes de amortecimento para esses casos devem ser obtidos directamente dos dados registados para essas excitações específicas.

De forma semelhante, a matriz de amortecimento deve também ser calculada com base em dados recolhidos em estruturas similares sujeitas a excitações consideráveis mas não deformadas em regime plástico. Estes valores entram em consideração com todos os mecanismos de dissipação de energia presentes nas estruturas (pois são obtidos através de sismos reais) e que não seria possível ter em consideração caso fosse possível calcular os coeficientes de amortecimento analiticamente.

Em [12] são apresentados dois métodos para a determinação da matriz de amortecimento: (1) Método de Rayleigh e (2) Método da Superposição dos Amortecimentos Modais.

Neste trabalho utiliza-se o Método de Rayleigh, sendo também este o método disponível no OpenSees, o programa de elementos finitos utilizado.

*Método de Rayleigh*

Considere-se o amortecimento proporcional à massa e à rigidez, dados por:

$$c = a_0 \times m \quad c = a_1 \times k \quad (3.37)$$

onde as constantes  $a_0$  e  $a_1$  têm unidades  $s^{-1}$  e  $s$ , respectivamente.

Considerando agora apenas no amortecimento proporcional à massa, o amortecimento generalizado associado ao  $n$ -ésimo modo de vibração é:

$$C_n = a_0 \times M \quad (3.38)$$

Desta forma, o coeficiente de amortecimento associado é:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \times \frac{1}{\omega_n} \quad (3.39)$$

O coeficiente  $a_0$  pode ser obtido com os dados relativos a qualquer modo de vibração, por exemplo para o modo  $i$ :

$$a_0 = 2\xi_i\omega_i \quad (3.40)$$

Uma vez determinado o valor de  $a_0$ , a matriz  $C$  é automaticamente conhecida, sendo o valor do coeficiente de amortecimento dado, para o  $n$ -ésimo modo pela Equação 3.39.

De modo semelhante, atente-se agora ao amortecimento proporcional à rigidez. Neste caso tem-se:

$$C_n = a_1 \times \omega_n^2 \times M_n \quad \xi_n = \frac{a_1}{2} \times \omega_n \quad (3.41)$$

Enquanto que, para o amortecimento proporcional à massa, o coeficiente de amortecimento era inversamente proporcional à frequência natural, aqui o coeficiente de amortecimento aumenta linearmente com a frequência natural (Figura 3.5).

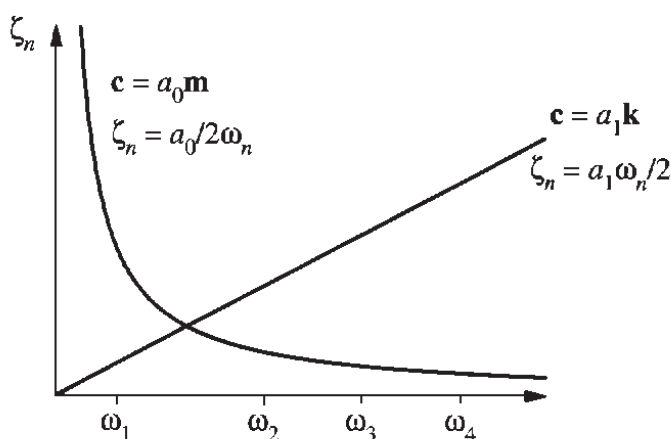


Figura 3.5: Amortecimento proporcional à massa e proporcional à rigidez

De igual forma, o coeficiente  $a_1$  pode ser calculado através dos dados de qualquer modo de vibração. Por exemplo, para o modo  $j$ :

$$a_1 = \frac{2\xi_j}{\omega_j} \quad (3.42)$$

Nenhuma das duas matrizes apresentadas é apropriada para a análise de sistemas com vários graus de liberdade. Assim sendo, considera-se o Amortecimento de Rayleigh para a construção da matriz de amortecimento consistente:

$$C = a_0 \times M + a_1 \times K \quad (3.43)$$

O coeficiente de amortecimento do n-ésimo modo de vibração é:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \times \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \times \omega_n \quad (3.44)$$

Os coeficientes  $a_0$  e  $a_1$  podem ser determinados para os modos  $i$  e  $j$ , através dos coeficientes  $\xi_i$  e  $\xi_j$  especificados. Para tal, pode expressar-se a Equação anterior para os dois modos referidos através do sistema:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (3.45)$$

Assim pode determinar-se a matriz de amortecimento e o coeficiente de amortecimento para qualquer outro modo utilizando a Equação 3.44.

No caso particular de ambos os modos,  $i$  e  $j$ , terem o mesmo coeficiente de amortecimento  $\xi$ , então:

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.46)$$

E o amortecimento de Rayleigh é o que se apresenta na Figura 3.6.

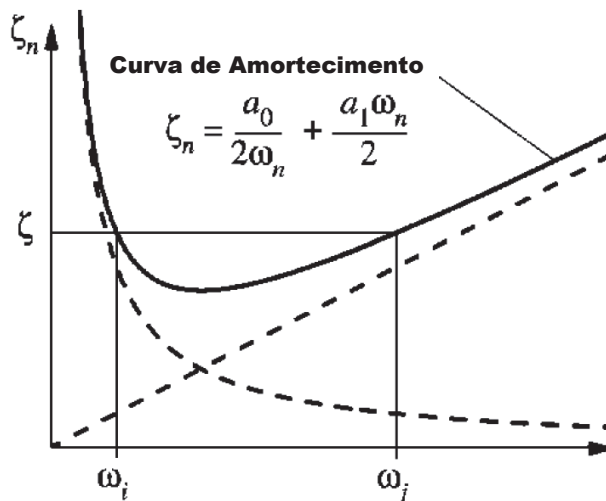


Figura 3.6: Amortecimento de Rayleigh (Fonte: [12])

Em problemas práticos, os modos  $i$  e  $j$  a que usualmente se atribui o mesmo



coeficiente de amortecimento  $\xi$ , devem ser escolhidos tendo em conta a sua contribuição para a resposta global, ou seja, devem ser escolhidos dois modos com o coeficiente de amortecimento  $\xi$  de forma a que todos os modos com contribuição significativa para a resposta da estrutura tenham valores de coeficientes de amortecimento razoáveis.

Assim sendo, no caso de se considerarem 5 modos de vibração,  $\xi$  deve ser especificado, por exemplo, para os 1º e 4º modos sendo, conseqüentemente menor que  $\xi$  o coeficiente dos modos 2 e 3 e maior o do 5º modo, como se pode observar pela Figura 3.6.

No caso de se querer especificar o coeficiente de amortecimento em mais do que dois pontos (2 modos) pode-se considerar o amortecimento de Caughey (ver [12]).

No programa de elementos finitos OpenSees, o amortecimento de Rayleigh é definido de modo a permitir a actualização da matriz  $C$  ao longo da análise:

$$C = \alpha \times M + \beta_1 \times K_{actual} + \beta_2 \times K_{ultima-iteracao} + \beta_3 \times K_{inicial} \quad (3.47)$$

Neste trabalho toma-se  $\beta_1 = \beta_2 = 0$ . Fica portanto a expressão do amortecimento de Rayleigh reduzida a:

$$C = \alpha \times M + \beta_3 \times K_{inicial} \quad (3.48)$$

Para definir os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta = \beta_3$  segue-se o procedimento atrás explicado, considerando duas frequências, às quais se associa um coeficiente de amortecimento de 2% (valor usual para o tipo de estruturas a analisar).

Desta forma, a definição do amortecimento no programa é feito nos seguintes passos:

1. Parâmetros de entrada:

- $\beta_1 = \beta_2 = 0$
- Modos a considerar com  $\xi=2\%$

2. Análise de valores próprios para os primeiros 8 modos de vibração

3. Cálculo das frequências próprias de vibração da estrutura

4. Cálculo dos períodos de vibração

5. Cálculo dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ :

- $\alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i+\omega_j}$
- $\beta = \xi \frac{2}{\omega_i+\omega_j}$

### 3.4 Performance-Based Earthquake Engineering

Desde há algum tempo que é comumente aceite que a análise de eventos extremos, como os sismos, deve ser baseada na capacidade/desempenho das estruturas. Sendo essa capacidade/desempenho medida através de alguns parâmetros de resposta inerentes à própria estrutura.

Por outro lado, esta designação pretende englobar de forma abrangente os novos métodos de análise sísmica, nomeadamente, a Análise Probabilística de Risco Sísmico

(PSHA), análise de colapso e dano de estruturas sob ponto de vista probabilístico, e previsão de danos/vítimas e perdas financeiras [57].

Estas novas metodologias têm como objectivo fornecer às entidades decisoras descrições probabilísticas dos possíveis cenários decorrentes dos eventos sísmicos já registados e das possíveis réplicas.

De modo a poder descrever, definir e quantificar com maior precisão todos os parâmetros inerentes à resposta sísmica das estruturas, [57] propõe que a avaliação do desempenho e respectiva análise de risco se faça com base nos seguintes parâmetros:

Tabela 3.2: Parâmetros da Análise de Risco segundo [57]

<b>Parâmetros</b>	<b>Exemplos</b>
Parâmetros de intensidade	Aceleração máxima do solo Aceleração espectral do 1º modo de vibração
Resposta estrutura	Deslocamentos inter-piso Deformações plásticas Acelerações dos pisos
Medidas de dano	Estados de dano dos elementos
Variáveis de decisão	Perdas humanas e materiais/financeiras

Estes parâmetros são os resultados dos quatro passos fundamentais da análise probabilística desenvolvida pelo PEER e que são:

1. Análise de Risco
2. Análise Estrutural
3. Análise de dano (estrutural e não estrutural)
4. Análise de perdas

Estas variáveis podem depois ser relacionadas com os índices de resposta que se pretende estudar, nomeadamente, o nível de segurança estrutural e a possibilidade de recuperação dos edifícios.

A análise sísmica probabilística baseada no desempenho pelo PEER e a sua metodologia pode ser consultada em [38].

Um dos passos de maior relevância neste contexto e que, conseqüentemente, tem merecido bastante atenção por parte do PEER é o segundo passo apresentado, o estudo da resposta Estrutural.

As relações entre a resposta estrutural e os Parâmetros de Intensidade são tipicamente obtidos através de simulações não-lineares, cujos fundamentos são multi-disciplinares (engenharia estrutural, geotecnia, SSFI - interacção - solo - estrutura - fundação, entre outros).

O PEER tem desenvolvido várias abordagens na análise da relação Parâmetros de Intensidade - Resposta estrutural. Esta análise é conseguida através de procedimentos de integração e simulação da resposta dinâmica da estrutura, sendo um das metodologias desenvolvidas e uma das mais importantes a Análise Incremental Dinâmica.

Segundo esta metodologia, é executada uma simulação que pretende obter a resposta da estrutura quando submetida a uma aceleração de base com determinados parâmetros de intensidade ( $PI$ ). A resposta da estrutura obtida é caracterizada em função dos parâmetros  $PRE$ . Este processo é repetido aumentando os parâmetros  $PI$  e registando os respectivos  $PRE$ . O resultado é a relação  $PI - PRE$ .

Uma vez repetido o procedimento anterior para um número suficiente de diferentes acelerogramas, devidamente adaptado ao local, pode fazer-se um estudo estatístico da relação  $PI-PRE$  e estabelecer a probabilidade de determinado valor dos parâmetros  $PRE$  ser excedido sabendo que o valor do parâmetro de intensidade é  $PI$ .

Se for possível, através de uma análise de Risco Sísmico, determinar a probabilidade de ser excedido determinado valor  $PI$ , pode-se integrar e obter uma relação para  $PRE$ , que apresenta a probabilidade média anual de ser excedido determinado valor  $PRE$ .

O produto que se pretende de todo este processo pode apresentar-se na Equação 3.49, que habitualmente se designa por "*PEER Equation*".

$$v(VD) = \int \int \int G(VD|MD)dG(MD|PRE)dG(PRE|PI)|d\lambda(PI)| \quad (3.49)$$

onde  $VD$  são variáveis de decisão,  $MD$  são medidas de dano,  $PRE$  os parâmetros de resposta estrutural,  $PI$  são os parâmetros de intensidade,  $\lambda(PI)$  a probabilidade média anual de ser excedido o valor  $PI$ ,  $G(PRE|PI)$  corresponde à probabilidade de ser excedido determinado valor de  $PRE$  sabendo que ocorreu determinado sismo com parâmetro  $PI$  ( $P(PRE \geq y|PI = x)$ ),  $dG(PRE|PI) = p_{PRE|PI}(y|x)dy$  é a função densidade de probabilidade condicionada vezes  $dy$ ,  $G(MD|PRE)$  e  $G(VD|MD)$  são definidos de forma idêntica e  $v(VD) = v(VD \geq x)$  é a probabilidade média anual de ser excedido o valor  $VD$

Uma descrição mais detalhada do procedimento da Análise Incremental Dinâmica, propriedades das curvas obtidas e aplicações pode ser consultada em [56].

### 3.4.1 Metodologia de Análise Probabilística de Risco de Colapso numa situação pós-sismo

A análise probabilística de risco tem vindo a ser, de forma cada vez mais insistente, proposta como base de decisão, nomeadamente para decisões de curto-prazo relacionadas com a mitigação dos efeitos pós-sismo (naquilo que concerne às necessidades imediatas de respostas e à possibilidade de evacuação das estruturas) [33].

Têm sido desenvolvidas novas metodologias para a avaliação do risco sísmico, por exemplo a criação da plataforma OpenGEM [23], já descrita no Capítulo 1. Tal como referido o GEM tem como objectivo a geração de base de dados multi-disciplinar, novas metodologias, novo *software* e outras ferramentas que permitam avaliar o risco sísmico em qualquer local. Tudo isto será integrado numa plataforma *online* designada OpenGEM, onde os participantes poderão aceder a toda a informação disponível, modelar, calcular e analisar o risco sísmico, sendo possível a edição dos resultados através de mapas, tabelas ou outras ferramentas que contribuam para as tomadas de decisão.

Para já, os esforços desenvolvidos pelo GEM têm resultado numa ferramenta designada OpenQuake, que pretende aferir da vulnerabilidade sísmica de edifícios. Este *software* está neste momento em fase de testes.

O GEM tem neste momento dez grupos de trabalho focados em diferentes áreas do conhecimento fundamentais para a análise do risco sísmico, como sejam o desenvolvimento de modelos analíticos do movimento do terreno durante um sismo, métodos de estimativa da vulnerabilidade física de edifícios ou o estudo das consequências globais de sismos. Além destes dez grupos, há ainda grupos regionais que ambicionam aplicar as metodologias desenvolvidas ao nível regional.

Para a avaliação do risco é fundamental a previsão de todas as consequências que decorrem do evento sísmico. Os desenvolvimentos nessa área têm também sido assinaláveis, por exemplo no PAGER (*Prompt Assessment of Global Earthquakes for Response*) System do U.S. Geological Survey [55].

A análise probabilística do risco é também fundamental quando, após um sismo principal, existir a possibilidade, mais ou menos forte, da existência de réplicas. Nesse sentido, têm-se desenvolvido metodologias para estudar o comportamento pós-sismo das estruturas remanescentes e a sua capacidade para resistirem a eventuais eventos secundários, principalmente réplicas do sismo original.

A este tipo de eventos, sem dúvida, com grandes consequências, como tem sido demonstrado pelos últimos eventos de grande intensidade, acrescem outros eventos relevantes em situações pós-sismo, como sejam, explosões, incêndios, tsunamis, destruição de elementos estruturais no processo de socorro ou evacuação. A estes eventos estão associados efeitos dinâmicos significativos e que devem ser abordados e inseridos nas análises, como por exemplo em [53, 54].

Em [33] é proposta uma metodologia de análise pós-sismo principal que, ao contrário das análises habituais que excluem as réplicas das análises de risco, inclui esta hipótese através da adaptação da capacidade resistente da estrutura pós-sismo (considerando o dano provocado pelo sismo inicial) usando para tal uma variável aleatória de dano.

Em [5] são apresentadas classificações segundo as quais as estruturas devem ser avaliadas após a ocorrência de um evento sísmico. Estas foram construídas com base na probabilidade da intensidade da réplica exceder a capacidade resistente da estrutura remanescente. Esta última assumida deterministicamente para facilitar a implementação. Estas classificações têm como pretensão conduzir a tomada de decisão acerca da possibilidade de reocupação dos edifícios.

Actualmente estão a ser desenvolvidas em [34] curvas de fragilidade de edifícios em cenários pós-sismo. As curvas existentes dependem directamente do designado estado de dano (e.g. nulo, ligeiro, etc.) e que por sua vez dependem das consequências directas do sismo na estrutura. As curvas que agora se pretendem obter têm em consideração de forma não determinística que após o sismo principal, a estrutura se encontra danificada e, como tal, a sua capacidade resistente está diminuída. O procedimento para obter tais curvas é o seguinte:

1. Realizar várias análises dinâmicas não-lineares da estrutura não-danificada (sismo principal)
2. Realizar várias análises dinâmicas não-lineares da estrutura em todos os diferentes estados de dano obtidos em 1.
3. Com base nos resultados estatísticos obtidos (dependendo da intensidade de cada sismo e do estado de dano intermédio - entre sismo principal e réplica - e final) construir as curvas de dano

Para uma estrutura não-danificada um determinado estado de dano DS tem a probabilidade de ser excedido para cada parâmetro de intensidade de excitação do terreno PI dada por:

$$P(DS \geq ds | PI = pi) \quad (3.50)$$

Fazendo variar o parâmetro PI obtém-se uma curva de dano (correspondente ao estado de dano DS). Para uma estrutura danificada devido ao sismo inicial, a expressão vem:

$$P(DS_a \geq ds_a | PI_a = pi_a \cap DS_m = ds_m) \quad (3.51)$$

onde  $DS_a$  representa o estado de dano verificado após a réplica,  $DS_m$  o dano após o sismo principal e  $PI_a$  uma dada intensidade da réplica.

Na Figura 3.7 apresenta-se uma das curvas de dano obtidas através do procedimento descrito. DS significa estado de dano e  $P(C)$  é a probabilidade de colapso para cada intensidade do sismo principal. Assim para cada sismo principal é possível obter um gráfico deste tipo, onde se pode prever, para cada aceleração da réplica e para o estado de dano da estrutura, a respectiva probabilidade de colapso.

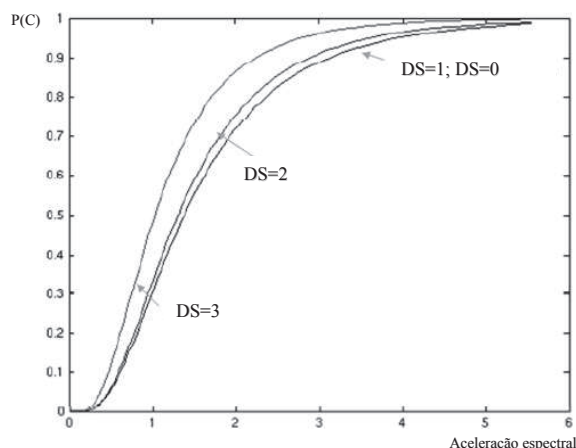


Figura 3.7: Curvas de fragilidade obtidas em [34]

Os mesmo autores propõem metodologias probabilísticas para se lidar com a incerteza no estado de dano de determinada análise, que passa, sobretudo, pela combinação ponderada dos vários estados de dano.

Em conclusão, as análises não-lineares aplicadas à análise sísmica são cada vez mais utilizadas e, em particular a análise baseada no desempenho, tem cada vez mais relevância. No entanto, esta metodologia requer muito mais dados sobre a estrutura e o seu comportamento. Embora se tenham conseguido avanços muito significativos nos últimos anos, naquilo que toca aos métodos de simulação, modelos estruturais, entre outras áreas, há ainda muitos desafios que esperam desenvolvimentos futuros.

## 3.5 Definição dos Modelos Estruturais

### 3.5.1 Considerações Gerais

Segundo [19], na análise sísmica, na maior parte dos casos os modelos estruturais bi-dimensionais usados são aceitáveis para edifícios regulares e sem efeitos de torção consideráveis. Caso contrário, é necessário um modelo tri-dimensional.

Os modelos constituídos por elementos de barra ligados por nós são facilmente descritos através das coordenadas, no referencial global, dos nós da estrutura. Os dados de cada elemento podem ser tratados no referencial local de cada um. As relações força-deformação de cada elemento são obtidas por integração das funções ao longo da coordenada  $x$  do eixo de cada elemento. Para este tipo de modelos, a resposta é completamente conhecida se forem conhecidos os vectores das forças  $\mathbf{p}$  e o vector dos deslocamentos  $\mathbf{u}$ .

Os Métodos de Elementos Finitos, podem usar elementos de outro tipo na modelação (e.g. elementos de laje) que permitem outro tipo de detalhe das soluções.

Nos modelos utilizados as cargas podem ser aplicadas aos nós ou aos elementos. Optando pela primeira opção, obtém-se o vector das forças nodais, denotado por  $\mathbf{P}$ , com 6 componentes em cada nó, no caso tri-dimensional, ou 3 componentes no caso plano. Ao contrário, no caso de se assumirem cargas distribuídas nos elementos, estas serão contabilizadas na relação força-deformação dos elementos.

É de referir que todos os métodos de análise necessitam da verificação das equações de equilíbrio, sendo que estas podem ser calculadas na configuração indeformada dos elementos, no caso dos deslocamentos serem relativamente pequenos mas, no caso dos deslocamentos não serem desprezáveis, estas terão obrigatoriamente de ser calculadas na configuração deformada, contabilizando desta forma os efeitos decorrentes da não-linearidade geométrica ou efeitos de 2ª ordem.

Segundo [19] quando o deslocamento transversal relativo (*drift*) dos elementos é da ordem dos  $10^{-2}$  ou menos, pode considerar-se a relação linear entre deslocamentos e deformações.

Por outro lado, no caso de grandes deslocamentos e das equações de equilíbrio terem que ser calculadas na configuração deformada pode seguir-se: i) a formulação corrotacional que assume as forças a actuar ao longo do elemento deformado, alterando a sua orientação à medida que o elemento se deforma ou ii) um método simplificado, como a análise P-Delta, onde, considerando deformações locais mais reduzidas, é desprezada a contribuição do esforço transversal para o cálculo do esforço axial na configuração deformada [19].

Em [19] são demonstradas as equações de equilíbrio a satisfazer num sistema constituído por elementos de barra e cargas aplicadas nos nós ou nos elementos. Os sistemas com que habitualmente se trabalha em engenharia são estaticamente indeterminados, como tal, as equações de equilíbrio devem ser satisfeitas mas não são suficientes para fornecer uma solução única. Dado que na análise sísmica este facto também se verifica, isto é, a maior parte das estruturas são estaticamente indeterminadas, as equações de equilíbrio são particularmente importantes na aplicação dos teoremas da análise plástica à resolução destes problemas.

### 3.5.2 Métodos Computacionais

As metodologias relacionadas com a *Performance-Based Earthquake Engineering* têm aumentado a exigência associada aos métodos de simulação da resposta estrutural sob acções extremas. Nomeadamente aquelas que provavelmente conduzem ao colapso progressivo. Segundo [36], o software de simulação que se utiliza neste tipo de análises deve ser capaz de recorrer a modelos constitutivos complexos e métodos de análise com grandes deslocamentos, simular o comportamento de novos materiais com implicações na resposta estrutural, utilizar algoritmos de resolução numérica em situações de acção dinâmica, robustos, entre outros requerimentos.

De acordo com os mesmos autores, para incorporar os desenvolvimentos futuros e as necessidades específicas dos utilizadores, o software de simulação deve conter interfaces para novas formulações de elementos finitos, novos algoritmos de resolução, novos métodos numéricos de resolução das equações de equilíbrio, assim como permitir a modelação da estrutura, visualização e edição de resultados de acordo com os novos métodos de programação. Para atingir os objectivos atrás referidos, os métodos de simulação de elementos finitos devem possuir três características fundamentais: flexibilidade, abrangência e mobilidade. O primeiro conceito está relacionado com a capacidade das componentes de dado software serem combinadas de diferentes formas, visando uma maior capacidade de resolução de problemas específicos, mesmo aqueles que não foram pensados antes de se iniciar a simulação. Abrangência significa que tanto a arquitectura como a implementação das componentes do software pode ser feita de forma a corresponder a necessidades diferentes e mais ou menos específicas consoante o caso de estudo. Por último, a mobilidade está associada à capacidade do software de correr em variados sistemas operativos tirando proveito das novas ferramentas e do novo hardware disponível. Em relação a esta última característica, é de referir que a programação paralela é cada vez mais comum de forma a permitir a utilização de associações de computadores. Assim é fundamental que o software esteja preparado para corresponder a estas novas possibilidades.

De entre o software actualmente disponível destacam-se aqueles que são baseados numa arquitectura de "*Object Composition*". Neste métodos, são desenvolvidos vários módulos que constituem um conjunto elevado de classes e objectos para representar os modelos estruturais, simular o comportamento estrutural quando se sujeitam as estruturas a determinados tipos de carregamento e obter a respectiva resposta. Estes módulos são desenvolvidos separadamente e são depois conjugados utilizando "*design patterns*".

A maior contribuição deste software de composição é a combinação de várias componentes que resultam numa melhoria significativa da capacidade de resolução de modelos de elementos finitos não-lineares [36]. A combinação das várias componentes deste software permite utilizações diversificadas e que constituem um grande avanço em relação ao software até então utilizado.

O PEER, tem vindo a desenvolver um sistema "open-source" (código aberto) designado *Open System for Earthquake Engineering Simulation* (OpenSees) para responder aos principais desafios que se têm colocado. O OpenSees é um software constituído por várias componentes usado para construir simulações de problemas estruturais e geotécnicos. O OpenSees não é um código, envolve ao invés um conjunto de classes e objectos para representar os modelos estruturais, executar as simulações e resolver os sistemas de equações governativas dos sistemas. Por fim permite o acesso aos resultados provenientes

das simulações realizadas para o seu posterior processamento [19].

Segundo [36], cada componente deste software divide-se em dois grandes grupos: classes gerais e classes específicas. As primeiras definem a interface para todos os utilizadores dessa componente, que aí definem os objectos que querem usar, cuja implementação é conseguida através das ferramentas específicas. Por exemplo, a interface Elementos (Figura 3.8) define os métodos para simular e obter a resposta dos elementos finitos. No entanto, essa resposta apenas é conseguida pela implementação dos algoritmos específicos dos tipos de elementos finitos disponíveis, que se enquadram nas classes específicas da classe Elementos.

Na Figura 3.8 representam-se algumas das classes deste software usando a notação "Unified Modeling Language". Na posição central encontra-se a classe Domínio, que contém o modelo de elementos finitos que resulta da conjugação das classes Elementos, Nós, Restrições implícitas e Restrições explícitas e Tipos de carregamento. O estado do modelo é actualizado através da classe Análise que determina a resposta estrutural.

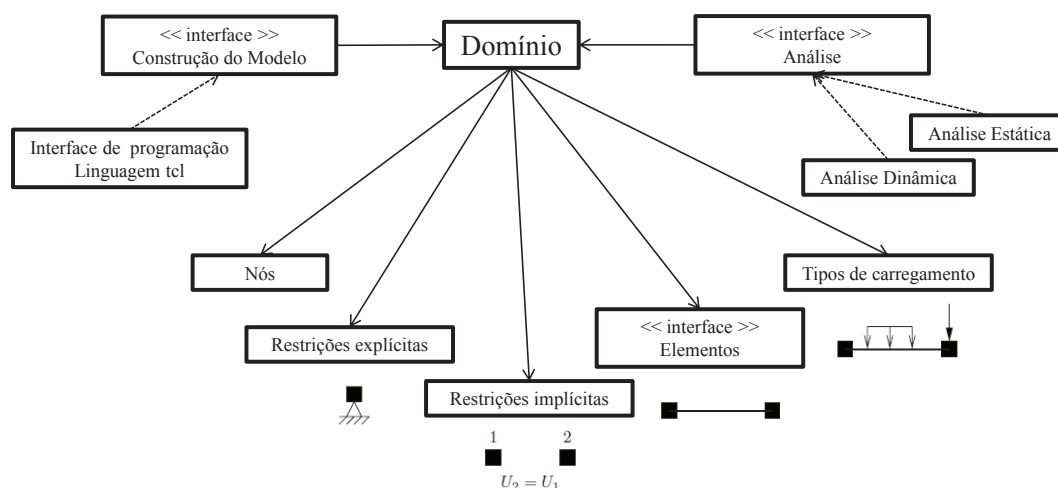


Figura 3.8: Diagrama das classes mais elevadas de um modelo de elementos finitos no OpenSees (Fonte: [36])

Para além do contributo dos membros do PEER, este software tem sido desenvolvido com a contribuição dos investigadores que o utilizam que podem adicionar novas classes específicas ou criando novas interfaces que permitam a utilização conjugada das classes actuais.

O desenvolvimento partilhado desta ferramenta, tem permitido a integração de modelos bastante complexos da interacção solo-estrutura, estruturas de betão-armado, fundações profundas, entre outros.

O desenvolvimento futuro do OpenSees assenta em três desafios fundamentais. O primeiro é desenvolver os modelos de comportamento dos elementos estruturais, particularmente a representação do dano estrutural quando sujeite a acções cíclicas. Os modelos habitualmente usados, como os modelos de plasticidade concentrada ou semi-concentrada, são capazes de representar de forma simplificada o comportamento não-linear, mas não incluem alguns aspectos importantes com influência significativa no comportamento estrutural. Por exemplo, a interacção entre momento flector e esforço



transverso, principalmente em elementos de betão armado é, ainda, pouco compreendida e os modelos actuais apenas visam introduzir este fenómeno de forma muito simplificada.

Em segundo lugar, é necessário desenvolver os actuais métodos de análise estrutural, uma vez que, segundo [19] o seu desenvolvimento não tem acompanhado o desenvolvimento das ferramentas computacionais.

Por último, é necessário que os futuros engenheiros estejam cientes dos métodos de análise estrutural existentes e saibam implementar análises sísmicas nas novas ferramentas, tal como o OpenSees.

### 3.5.3 Modelos de comportamento dos materiais

Nesta secção faz-se uma revisão dos modelos de comportamentos dos materiais habitualmente usados e apresenta-se uma explicação sobre o modelo de comportamento utilizado neste trabalho.

Na análise sísmica são, na maior parte das vezes, usados materiais com comportamento uniaxial. No entanto são facilmente deriváveis, a partir deste tipo de comportamento, leis de comportamento relativamente complexas, sendo a sua utilização limitada devido ao custo computacional da sua implementação. Assim, são habitualmente usados materiais com comportamento histerético relativamente simples [19]. Quanto maior for a complexidade da lei de comportamento no que toca à relação carga-descarga, maior o número de variáveis internas necessárias.

Na maior parte dos metais, a adopção de um comportamento elasto-plástico com endurecimento é suficiente. Quando o efeito de Bauschinger for negligenciável a representação bilinear do comportamento do material é aceitável. No entanto, quando há alterações nos valores das tensões de cedência, quando é alterado o sentido da solitação, então este modelo deixa de ser viável, podendo utilizar-se, por exemplo, o modelo de Menegotto-Pinto (1973).

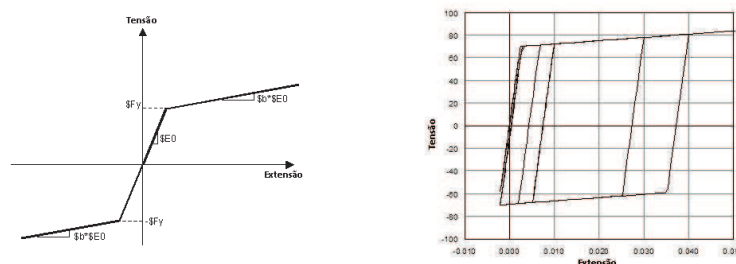


Figura 3.9: Modelo bilinear do comportamento do aço (Fonte: [35])

O principal objectivo da análise sísmica baseada no desempenho da estrutura é poder verificar a sua resposta para vários níveis de exigência. Assim é fundamental desenvolver modelos, com comportamento histerético, que incorporem os fenómenos de degradação do comportamento que condicionam a resposta estrutural.

A necessidade atrás referida de estudar a resposta estrutural em estados, eventualmente não-elásticos, nos quais há degradação da rigidez e alteração da resposta em termos de esforços, levou ao desenvolvimento de vários modelos de comportamento dos materiais.

Segundo [26] os modelos usuais para descrever o comportamento dos materiais devem ter em consideração as várias fontes de degradação das suas propriedades quando sujeitos a

análises sísmicas, nomeadamente a deterioração cíclica do comportamento e "softening" na rigidez pós-cedência, assim como contabilizar os esforços residuais decorrentes da deformação plástica.

Se o comportamento do material se mantivesse inalterável ao longo de uma análise monotónica, a relação constitutiva do material poderia ser descrita através de apenas 3 parâmetros, a rigidez elástica (inicial),  $K_e$ , o esforço de cedência,  $F_y$ , e a rigidez pós-cedência,  $K_s = b \times K_e$ , onde  $b$  é o coeficiente de endurecimento ("strain-hardening").

Se forem tidos em consideração os efeitos da degradação na análise então há que acrescentar aos parâmetros atrás referidos o valor da "deformação de pico",  $\delta_c$ , valor a partir do qual a rigidez tem valor negativo. Nesse pico verifica-se o esforço máximo  $F_c$ . A relação entre  $\delta_c$  e  $\delta_y$  ( $\delta_c/\delta_y$ ) é uma medida da capacidade dúctil do material. Na Figura 3.10 apresenta-se o comportamento genérico de um material histórico, considerando estes parâmetros.

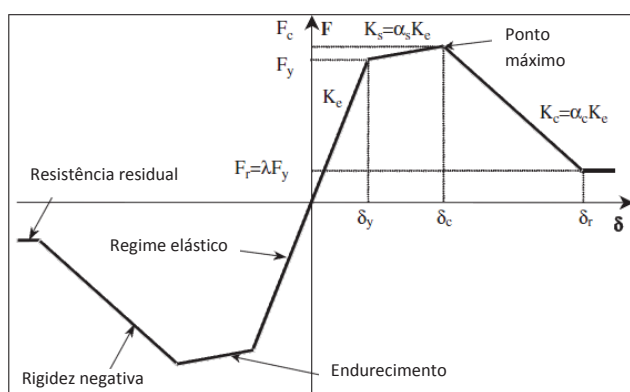


Figura 3.10: Comportamento genérico de um material histerético (Fonte: [26])

A utilização deste modelo numa análise cíclica pode fazer-se desprezando a respectiva degradação existente ao longo dos ciclos, existindo para esse efeito vários modelos disponíveis, com complexidade variável e englobando diferentes fenómenos. O modelo mais simples é o modelo bilinear (modelo que considera o endurecimento pós-cedência) [26]. Este modelo baseia-se nos mesmos princípios do modelo apresentado na Figura 3.10 tendo, no entanto, de se definir um limite de esforço mínimo quando a curva está em fase descendente (Figura 3.11).

Caso este limite não fosse definido, poder-se-iam atingir esforços superiores aos admissíveis num estado de degradação mais avançado [26].

A degradação do comportamento do material é outro factor de grande importância, nomeadamente quando o material é sujeito a acções cíclicas. Este fenómeno foi estudado Rahnema e Krawinkler [44], que desenvolveram métodos para quantificar este fenómeno, testando posteriormente essas regras em alguns casos práticos. Uma das regras que desenvolveram, baseada na energia dissipada durante o carregamento cíclico, é dada por:

$$\beta_i = \left( \frac{E_i}{E_t - \sum E_j} \right)^c \quad (3.52)$$

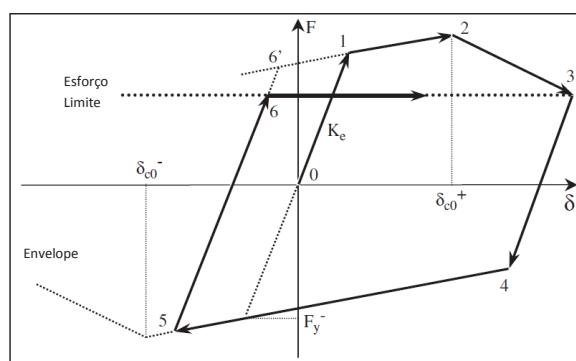


Figura 3.11: Modelo de comportamento bilinear (Fonte: [26])

onde  $E_i$  é a energia dissipada no presente ciclo,  $\sum E_j$  é a energia dissipada durante todos os ciclos anteriores (positivos e negativos),  $E_t$  é a capacidade de dissipação de referência:  $E_t = \gamma \times F_y \times \delta_y$  [26],  $\gamma$  representa a capacidade de dissipação de energia como função da energia de deformação elástica na cedência ( $F_y \times \delta_y$ ) e  $c$  é o expoente que define o coeficiente de degradação. Rahnema e Krawinkler [44] sugerem que  $c$  tome valores entre 1.0 e 2.0.

Ao longo de toda a análise os valores de  $\beta$  devem situar-se entre 0.0 e 1.0. Se  $\beta_i \notin ]0; 1]$  então assume-se a ocorrência de colapso:

$$\gamma \times F_y \times \delta_y - \sum E_j < E_i \quad (3.53)$$

Com base no parâmetro  $\beta_i$  obtido na Equação 3.52, são definidos em [26] os modelos de degradação específicos utilizados nos modelos de comportamento do material. Nomeadamente, a redução do esforço de cedência, a deterioração do ramo de endurecimento, a alteração do valor máximo do esforço plástico, a alteração da rigidez de descarga (diminuição do declive) e o aumento do deslocamento máximo que se verificou em ciclos anteriores (e que nos modelos em questão constitui o deslocamento objectivo aquando da recarga), ou seja, a diminuição da rigidez da recarga. Todos os modos de degradação à excepção do último podem ser descritos por:

$$X_i = (1 - \beta_i) \times X_{i-1} \quad (3.54)$$

onde  $X_i$  é o parâmetro a ser actualizado no instante  $i$ . A actualização do deslocamento máximo pode ser feito por:

$$\delta_i = (1 + \beta_i) \times \delta_{i-1} \quad (3.55)$$

onde  $\delta_i$  é o deslocamento máximo, positivo ou negativo consoante o sentido da solicitação, que se verificou nos ciclos até ao instante  $i$ .

Este método e respectivos parâmetros foram testados e calibrados para vários tipos de materiais, sendo os diversos parâmetros exhaustivamente discutidos em [26].

Neste trabalho usou-se um modelo que não engloba todos os modos de degradação atrás referidos. Este modelo de comportamento, designado modelo de Guiffre-Menegotto-Pinto, foi inicialmente desenvolvido por [37] e posteriormente modificado por Filippou [19]. Não tem em consideração a degradação da rigidez ao longo da análise. O comando disponível

no OpenSees tem ainda parâmetros opcionais que permitem ter em consideração alguns dos fenómenos atrás abordados, como a alteração dos valores máximos dos esforços plásticos. Estes parâmetros opcionais não foram utilizados, resumindo-se a definição da relação constitutiva aos parâmetros: tensão de cedência,  $F_y$ , módulo de elasticidade,  $E$ , coeficiente de endurecimento (relação entre rigidez pós-cedência e elástica),  $b = \frac{E_p}{E} = 0.015$  e três parâmetros que controlam a transição da fase elástica para a fase plástica,  $R_0$  (valores recomendados entre 10 e 20),  $cR_1 = 0.925$  e  $cR_2 = 0.15$ .

Segundo [8] o coeficiente de endurecimento  $b$  e o módulo de elasticidade pós-cedência são independentes do tipo de perfil e do aço utilizado. Após o desenvolvimento de várias análises experimentais e da adaptação de um modelo teórico que permita estudar o efeito do endurecimento no comportamento de estruturas porticadas, concluíram que a fase de endurecimento ocorre aproximadamente para uma extensão de 6 vezes a extensão de cedência. Já o módulo de elasticidade nesta fase (assumindo que há também aqui uma relação linear, o que não é completamente certo) pode ser considerado como  $2700 \text{ N/mm}^2$ , quer para o S275 ou S355, os dois tipos testados. Assim considera-se o parâmetro  $b$  com valor 1.5%.

Com este modelo, a relação tensão-extensão obtida através de uma análise dinâmica é do tipo da que se apresenta na Figura 3.12, obtida na execução deste trabalho.

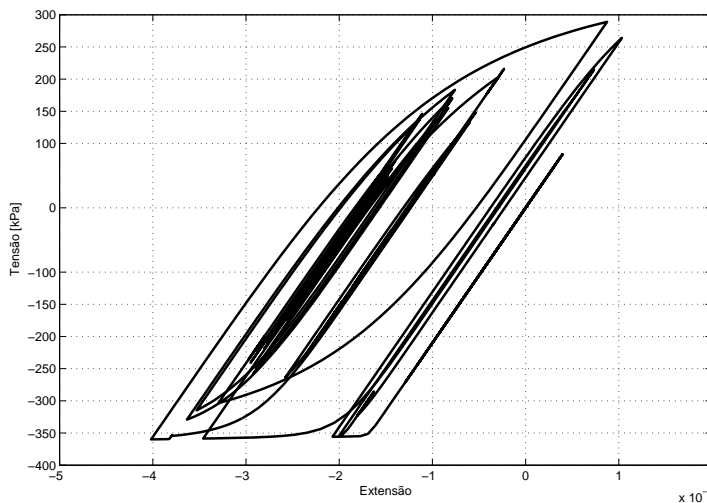


Figura 3.12: Relação tensão-extensão, para o modelo de comportamento do material usado, obtida numa das análises efectuadas

### 3.5.4 Elementos

No presente trabalho as estruturas são modeladas usando elementos de barra.

As equações diferenciais de equilíbrio para um elemento de barra na configuração deformada são, para o esforço axial e o momento flector, respectivamente:

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial x} + w_x(x) &= 0 \\ \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} - w_y(x) &= 0 \end{aligned} \quad (3.56)$$

onde  $w_x$  e  $w_y$  são as componentes axial e transversal da carga distribuída ao longo do elemento, respectivamente. No caso de ausência de carga ao longo do elemento a solução das equações diferenciais anteriores fornece um esforço axial constante e uma distribuição linear do momento flector. Definindo por  $q$  as condições de fronteira do problema, a condição de equilíbrio vem:

$$\begin{aligned} s(x) &= \begin{pmatrix} N(x) \\ M(x) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} q_2 \times \left(\frac{x}{L} - 1\right) + q_3 \times \frac{x}{L} \\ q_1 \end{pmatrix} = \\ &= \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \left(\frac{x}{L} - 1\right) & \frac{x}{L} \end{bmatrix} \times \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{pmatrix} = b(x) \times q \end{aligned} \quad (3.57)$$

onde  $x$  é a coordenada de posição ao longo do elemento e  $L$  é o comprimento do elemento. A matriz  $b(x)$  representa as funções de interpolação de força e podem ser consideradas como a matriz de transformação entre as forças  $s(x)$  e as variáveis básicas  $q$ . Já na presença de cargas nos elementos, as forças internas representam uma solução particular das Equações 3.56. Designando a solução particular por  $s_w(x)$ , as equações de equilíbrio são:

$$s(x) = b(x) \times q + s_w(x) \quad (3.58)$$

Após terem sido definidas as relações de equilíbrio, a compatibilidade geométrica do elemento pode ser estabelecida através do Princípio dos Trabalhos Virtuais.

Estas relações mantêm-se válidas para qualquer tipo de comportamento do material, desde que os deslocamentos sejam suficientemente pequenos para que o equilíbrio possa ser calculado na configuração indeformada.

A modelação da não-linearidade do material nos modelos de elementos finitos pode ser dividida em dois grupos: modelos de plasticidade concentrada e distribuída.

A primeira abordagem é caracterizada pela introdução de rótulas com relação não linear momento-rotação, definida em função do comportamento do material, nas zonas onde presumivelmente se formaram as rótulas plásticas. Desta forma, concentra-se a não-linearidade em pontos (secções) específicas [13].

Por outro lado, os modelos de plasticidade distribuída, mais abrangentes que os anteriores, permitem que as não-linearidades se desenvolvam em qualquer ponto ao longo do elemento [13].

O OpenSees dispõe ainda de outras ferramentas para modelar a não-linearidade do comportamento do material. Um desses métodos, muito eficiente na resolução numérica do problema e no esforço computacional associado, é o de definir zonas específicas dos elementos onde se podem formar rótulas plásticas. Isto é, ao contrário dos elementos com plasticidade distribuída, em que se define um comportamento não linear em todo o comprimento do elemento, aqui restringe-se essa não-linearidade a zonas específicas, sem que, no entanto, se chegue ao ponto da plasticidade estar concentrada numa secção apenas (modelos de plasticidade concentrada).

A este modelo atribui-se a designação de modelo de plasticidade semi-concentrada. As zonas com comportamento não linear localizam-se nas extremidades dos elementos onde, presumivelmente os momentos serão maiores sob a acção combinada das cargas gravíticas e do sismo [19].

A limitação dos elementos de plasticidade concentrada ou semi-concentrada é o facto de as deformações plásticas ocorrerem apenas nas localizações definidas para esse efeito, isto é, nas extremidades dos elementos. Tal consideração é razoável para os elementos dos pisos inferiores, mas pode não o ser para as deformações existentes nos elementos dos pisos mais elevados de um edifício. [19]. Outro problema reside no facto de estes elementos necessitarem de calibração dos seus parâmetros, uma vez que o comportamento deriva directamente da relação momento-rotação que se assume, sendo que nos elementos de plasticidade distribuída a relação momento-rotação é obtida directamente através da integração da resposta na secção.

### Modelos de Plasticidade distribuída

Nos últimos anos têm-se desenvolvido vários modelos de elementos finitos de viga com vários graus de sofisticação, com o objectivo de descrever o comportamento histerético dos componentes estruturais. Isto é feito assumindo um estado uniaxial de tensão-deformação [41]. A maior parte dos modelos é derivado a partir do método dos deslocamentos (*displacement-base formulation*).

No entanto, uma análise baseada na flexibilidade (*force-base formulation*) apresenta vantagens, sobretudo do ponto de vista da resolução numérica dos problemas, uma vez que contabilizam menos GDL nos modelos (para o mesmo grau de precisão) [41].

Na formulação baseada em deslocamentos (dos nós de extremidade do elemento) utilizam-se vários elementos por membro por forma a garantir uma boa aproximação. Enquanto que nas formulações baseadas nas forças nodais, exactas para análises baseadas na teoria de vigas de Euler-Bernoulli [50], é necessário apenas um elemento por membro por forma a garantir uma boa aproximação, podendo esta ser melhorada, caso necessário, através da definição de um maior número de pontos de integração ao longo do elemento.

Nos elementos de força (*force-base elements*), o número de pontos de integração do esquema utilizado influencia substancialmente os resultados a nível local e global. Além disso, em certos casos, abordados mais à frente, pode ocorrer a concentração das extensões num único ponto de integração, isto é, a plasticidade fica concentrada numa única secção, o que influencia a resposta local da estrutura.

Uma das vantagens na utilização destes elementos é o facto da matriz de flexibilidade do elemento ser exacta, no caso em que as funções de interpolação de força utilizadas são determinadas.

A formulação do método de implementação dos *force-base elements* numa modelação com elementos finitos pode ser consultada em [50]. Nesse método é usado o esquema de integração de Gauss-Lobatto, onde o primeiro e o último pontos coincidem sempre com as secções inicial e final, respectivamente, do elemento. Além disso, as secções são definidas recorrendo a um modelo de fibras, cada uma com comportamento descrito através de um material uniaxial não linear. Assim sendo, as forças na secção e a matriz de rigidez são obtidas a partir do princípio dos trabalhos virtuais, sendo a matriz de flexibilidade obtida a partir da inversa da matriz de rigidez.

Neste método, o campo de forças internas é descrito por:

$$D(x) = b(x) \times Q = [N(x), M_y(x), M_z(x)]^T \quad (3.59)$$

onde  $b(x)$  é a função de interpolação de força, que relaciona as forças nodais,  $Q$ , com as forças internas  $D(x)$ .

É assumido que a relação constitutiva do comportamento da secção é conhecida:

$$D_{n+1} = C [D_n, d_n, d_{n+1}] \quad (3.60)$$

onde o índice  $n$  representa o tempo. A linearização da relação anterior é:

$$\Delta D = k \times \Delta d \quad (3.61)$$

onde:

$$k = \frac{\delta D}{\delta d} = \begin{bmatrix} \frac{\delta N}{\delta \epsilon} & \frac{\delta N}{\delta k_y} & \frac{\delta N}{\delta k_z} \\ \frac{\delta M_y}{\delta \epsilon} & \frac{\delta M_y}{\delta k_y} & \frac{\delta M_y}{\delta k_z} \\ \frac{\delta M_z}{\delta \epsilon} & \frac{\delta M_z}{\delta k_y} & \frac{\delta M_z}{\delta k_z} \end{bmatrix} \quad (3.62)$$

onde  $\epsilon(x)$  é a extensão ao longo do eixo do elemento e  $k_y(x)$  e  $k_z(x)$  são as curvaturas segundo os eixos ortogonais  $y$  e  $z$ .

As relações 3.60, 3.61 e 3.62 podem ser definidas como as relações força-deformação da secção ou de uma das fibras que a constituem. No último caso, as forças  $D$  na secção são determinadas através do integral das tensões nas fibras e a rigidez através de semelhante procedimento.

Assim sendo, a Equação 3.59 pode ser escrita na forma:

$$\Delta d(x) = f(x) \times b(x) \times \Delta Q \quad (3.63)$$

Uma vez que:

$$\Delta d(x) = k^{-1}(x) \times \Delta D(x) = f(x) \times \Delta D(x) \quad (3.64)$$

onde  $f(x)$  é a matriz de flexibilidade da secção. O Princípio dos Trabalhos Virtuais conduz à condição:

$$q = \int_0^L b^T(x) \times d(x) dx \quad (3.65)$$

E a sua linearização:

$$F \times \Delta Q = r \quad (3.66)$$

Onde  $q$  são os deslocamentos da extremidade do elemento,  $\Delta Q$  e  $r$  são os vectores dos incrementos das forças e deslocamentos residuais ao longo do elemento e  $F$  é a matriz de flexibilidade:

$$F = \frac{\delta q}{\delta Q} = \int_0^L b^T(x) \times f(x) \times b(x) dx \quad (3.67)$$

Com base nos princípios agora apresentados é possível criar um processo iterativo como o descrito em [41].

A influência do número de pontos de integração utilizados é discutida em [13], onde se conclui que a variação está sobretudo na determinação da curvatura das secções e não tanto na relação força-deslocamento global. Este facto deve-se à concentração da plasticidade no ponto de integração de momento máximo. Isto é, analisando um elemento vertical isolado encastrado numa das extremidades e livre na outra sujeito a uma carga horizontal na extremidade livre e com material com comportamento elástico-perfeitamente plástico, quando a secção mais esforçada plastifica, o elemento atinge a sua capacidade de carga

máxima. A partir desse momento, a curvatura nessa secção continua a aumentar com o aumento do deslocamento da extremidade livre. Mas o momento mantém-se constante e igual ao momento plástico. Assim, todas as secções referentes aos restantes pontos de integração permanecem com comportamento elástico linear. Consequentemente, o comprimento de influência do ponto de integração onde a secção plastifica influencia o comprimento da rótula plástica, sendo ambos função do número de pontos de integração usados.

Quando se utilizam muitos pontos de integração o comprimento da rótula plástica diminui, pelo que a curvatura tende a aumentar para que o mesmo deslocamento da extremidade livre seja atingido.

Num material com *softening* (e.g. betão) as perdas de precisão devidas ao número de pontos de integração utilizados são ainda mais acentuadas.

Para um material com *strain-hardening* as perdas de precisão são mais reduzidas. Verifica-se que, com poucos pontos de integração, os resultados são pouco representativos, mas no caso de se utilizar um número adequado de pontos, os resultados não variam muito em termos locais e globais.

Na Figura 3.13 apresenta-se o comportamento local, ao nível das secções num elemento *force-base element* considerando vários números de pontos de integração. Os marcadores representam as secções correspondentes aos vários pontos de integração. O elemento analisado é um elemento vertical isolado encastrado na base com 4m de altura, sujeito a uma carga axial de compressão e submetido a uma análise Pushover. É de salientar que os momentos máximos atingidos na base são idênticos em todos os casos, o que comprova a conclusão da similaridade no comportamento global da estrutura, independentemente do número de pontos de integração utilizados. O comportamento ao nível da secção varia. Assim, para um elemento com quatro pontos de integração verifica-se que apenas a secção inicial plastificou, sendo que todas as outras continuam a trabalhar em regime elástico. A secção que plastificou tem uma curvatura muito maior que as restantes. Quando se utilizam seis pontos de integração o número de secções plastificadas é de duas. O que pode ser comprovado pelo gráfico dos momentos, sabendo que o momento plástico do elemento utilizado é de aproximadamente 120kNm. As outras quatro secções continuam em regime elástico. O mesmo raciocínio pode ser feito para oito pontos de integração e, por último, quando se utilizam dez pontos de integração verifica-se que houve três secções que plastificaram.

Tendo em atenção estes resultados e sabendo que a rigidez segundo as várias direcções é obtida relacionando os esforços com as deformações e sabendo que, quando o número de pontos de integração aumenta os esforços se mantêm e a curvatura diminui ao longo do elemento (uma vez que se consegue uma melhor aproximação ao comprimento do elemento onde há fibras em cedência) então a rigidez do elemento pode aumentar. Portanto, para provocar o mesmo deslocamento na extremidade livre do elemento é necessária mais força. Desta forma, é expectável que quando se aumenta o número de pontos de integração a carga equivalente horizontal máximo do Pushover aumente, ainda que muito ligeiramente.

Na Figura 3.14, onde se representa o comportamento global carga-deslocamento da estrutura e o comportamento carga-curvatura da primeira secção (primeiro ponto de integração), pode comprovar-se que o comportamento global da estrutura é independente do número de pontos utilizados. Ainda assim, verifica-se que com quatro pontos a precisão obtida decresce bastante em comparação com os restantes casos analisados. Verifica-se também que, tal como anteriormente referido, com quatro pontos a carga máxima é menor.



Além disso, pode também confirmar-se que a curvatura máxima atingida é idêntica, à excepção do caso em que se utilizam quatro pontos de integração.

Na Tabela 3.3 apresentam-se os comprimentos de influência de cada ponto de integração do esquema de Gauss-Lobatto para um elemento com 4m de comprimento.

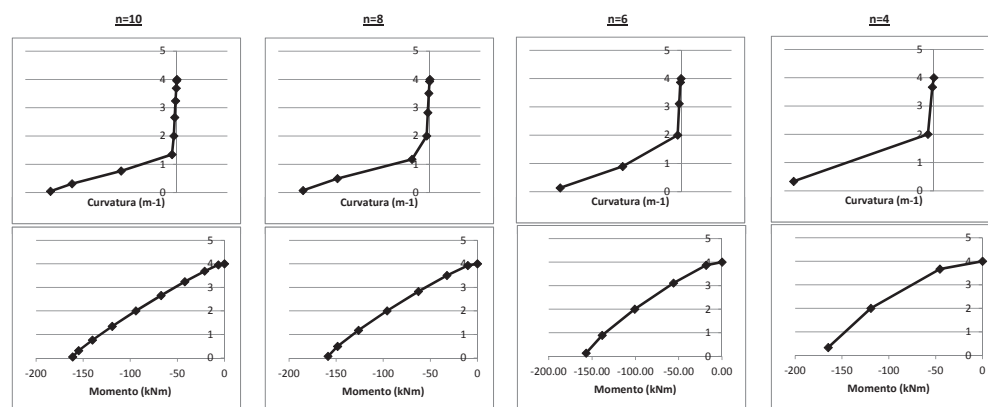


Figura 3.13: Comparação do comportamento ao nível das secções num elemento com plasticidade distribuída para vários números (n) de pontos de integração

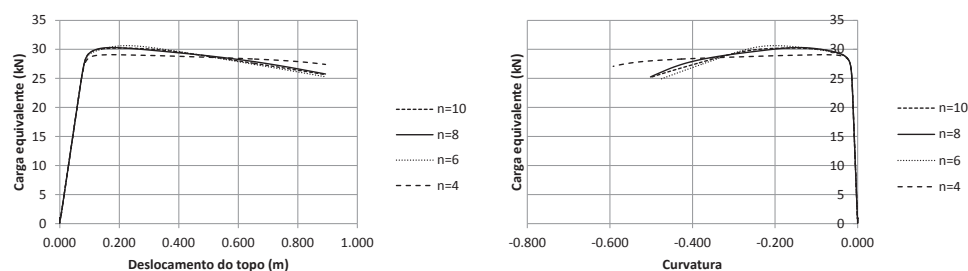


Figura 3.14: Comparação do comportamento global (carga-deslocamento) e local ao nível da 1ª secção (carga-curvatura) para vários números (n) de pontos de integração

### Modelos de Plasticidade Semi-Concentrada

No OpenSees, este tipo de elementos (*BeamWithHinges*), representado na Figura 3.15, caracteriza-se-se pela possibilidade de definir uma secção de fibras, nas zonas não lineares, podendo essa secção ser de aço, betão armado ou outra. No caso em estudo, define-se uma secção em aço recorrendo a uma decomposição da secção em fibras com as características definidas para o material, que são devidamente especificadas no algoritmo de análise. O comprimento dessas zonas, representado na Figura 3.15 por  $L_{p_i}$  e  $L_{p_j}$  é determinado de seguida, e deve ser adequado ao material e ao tipo de análise. A restante zona do elemento, compreendida entre as zonas de rótula plástica, tem comportamento elástico linear.

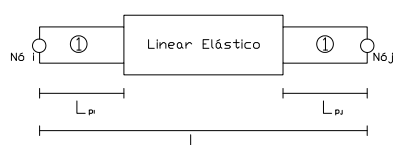
O elemento *BeamWithHinges* define-se, fundamentalmente, pelo comprimento da rótula plástica. Se o comprimento atribuído for adequado quando comparado com a realidade, e nas situações em que não há redução da rigidez na parte em que o elemento é

Tabela 3.3: Comprimento de influência dos pontos de integração usados nos elementos de plasticidade distribuída (Para elemento com  $L=4m$ )

Pontos	n=4	n=6	n=8	n=10
1	0,3333	0,1333	0,0714	0,0444
2	1,6667	0,7569	0,4214	0,2666
3	1,6667	1,1097	0,6822	0,4498
4	0,3333	1,1097	0,8249	0,5841
5		0,7569	0,8249	0,6551
6		0,1333	0,6822	0,6551
7			0,4214	0,5841
8			0,0714	0,4498
9				0,2666
10				0,0444

definido como elástico, os resultados, usando um elemento com plasticidade distribuída, por exemplo o *forceBeamColumn*, e o *BeamWithHinges* devem ser essencialmente os mesmos.

Existem ainda outros tipos de elementos que podem ser utilizados para representar o comportamento não-linear da estrutura através da concentração da plasticidade numa secção apenas. Estes elementos, designados *zeroLength elements*, são elementos sem comprimento, introduzidos na modelação junto aos nós e que funcionam como molas helicoidais com comportamento que pode ser descrito através de modelos de variável complexidade. Estes elementos são muito úteis quando se pretende estudar o efeito da deterioração localizada nos elementos, nomeadamente, a deterioração das ligações estruturais que podem levar ao colapso para valores de carga inferiores ao esperado, principalmente quando sujeitas a excitações sísmicas.



① - Secção definida pelo utilizador

Figura 3.15: Elemento com plasticidade semi-concentrada

Enquanto que nos elementos com plasticidade distribuída os pontos de integração são espalhados ao longo de todo o elemento, no *beamWithHinges* os pontos de integração foram inicialmente localizados apenas nas zonas não lineares, por forma a representar com precisão a curvatura com base no esquema de integração de Gauss-Radau.

No entanto, este método foi alterado, através da utilização de um esquema de integração de Gauss-Radau modificado, no qual existe apenas um ponto de integração em cada zona não linear. O segundo encontra-se já na zona elástica, sendo-lhe atribuídas as propriedades elásticas da secção para a integração. A integração faz-se assim numa zona que transcende a zona não linear (segundo [47] é realizado em  $4 \times L_p$  por oposição ao método original que considerava  $L_p$ ).

Tal como referido, é de extrema importância, neste tipo de elementos, o cálculo do comprimento da zona não linear, ou seja, o cálculo do comprimento da rótula plástica.

### 1) Viga bi-apoiada

Considerando, por simplificação, o material com comportamento elástico-perfeitamente plástico, o cálculo do comprimento de uma rótula plástica é feito, em elementos com cargas concentradas e, conseqüentemente, distribuições lineares do momento flector, considerando que uma secção se encontra plastificada. Atendendo à distribuição linear do momento flector (Figura 3.16) é possível calcular o comprimento da zona que se encontra em cedência.

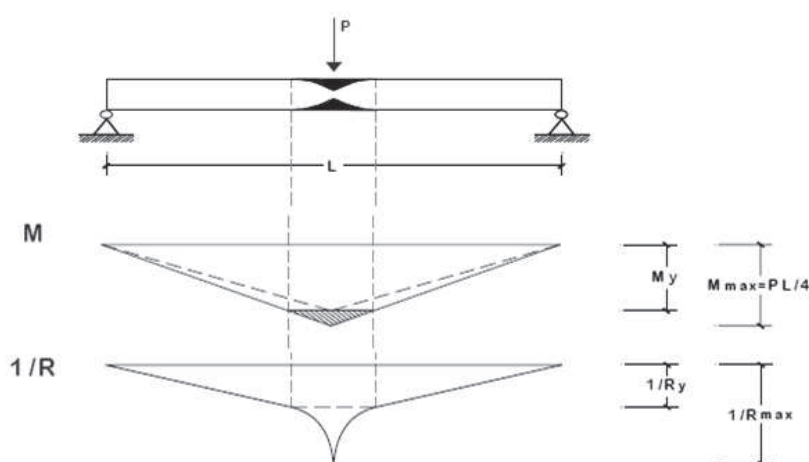


Figura 3.16: Zona de cedência numa viga com regime elástico-perfeitamente plástico (Fonte: [45])

Tem-se que:

$$\begin{cases} M_y = \frac{P_y \times L}{4} \\ M_{pl} = \frac{P_u \times L}{4} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_y = \frac{4 \times M_y}{L} \\ P_u = \frac{4 \times M_{pl}}{L} \end{cases} \quad (3.68)$$

onde  $M_y$  é o momento associado à cedência da primeira fibra da secção,  $M_{pl}$  é o momento plástico da secção,  $P_y$  a carga de cedência e  $P_u$  a carga última, associada à formação da rótula plástica. Na extremidade de  $L_p$ :  $M = M_y$ . Logo:

$$M_y = \frac{P_u}{2} \times \left( \frac{L - L_p}{2} \right) = \frac{P_u \times L}{4} - \frac{P_u \times L_p}{4} = M_{pl} \times \left( 1 - \frac{L_p}{L} \right) \quad (3.69)$$

$$\Leftrightarrow \frac{M_y}{M_{pl}} = 1 - \frac{L_p}{L} \quad (3.70)$$

$$\Leftrightarrow L_p = L \times \left( 1 - \frac{M_y}{M_{pl}} \right) = L \times \left( 1 - \frac{1}{f} \right) \quad (3.71)$$

sendo  $f$  o factor de forma da secção.

## 2) Consola

Este caso é idêntico a um pilar apoiado. Seguindo um procedimento semelhante ao anterior chega-se à mesma conclusão de que:

$$L_p = L \times \left(1 - \frac{1}{f}\right) \quad (3.72)$$

## 3) Viga encastrada-encastrada deslizante com carga concentrada no ponto de encastramento deslizante

Esta situação é idêntica a um pilar encastrado (sujeito a acções horizontais).

$$\begin{cases} M_y = \frac{P_u \times L}{2} \\ M_{pl} = \frac{P_u \times L}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_y = \frac{2 \times M_y}{L} \\ P_u = \frac{2 \times M_{pl}}{L} \end{cases} \quad (3.73)$$

Na extremidade de  $L_p$ :  $M = M_y$ . Logo:

$$-M_y = -\frac{P_u \times L}{2} + P_u \times L_p = -M_{pl} + 2 \times M_{pl} \times \frac{L_p}{L} = M_{pl} \times \left(-1 + 2 \times \frac{L_p}{L}\right) \quad (3.74)$$

$$\Leftrightarrow -\frac{M_y}{M_{pl}} = -1 + 2 \times \frac{L_p}{L} \quad (3.75)$$

$$\Leftrightarrow L_p = \frac{L}{2} \times \left(1 - \frac{M_y}{M_{pl}}\right) = \frac{L}{2} \times \left(1 - \frac{1}{f}\right) \quad (3.76)$$

Assim, para um elemento com secção em I, cujo factor de forma é aproximadamente 1.15, com 4m de comprimento, as dimensões da rótula plástica devem ser:

Tabela 3.4: Comprimentos de rótula plástica

Elemento	$L_p$	$L_p$ (L=4m)
Viga Bi-apoiada	$\approx \frac{L}{8}$	0,5m
Consola/Pilar apoiado	$\approx \frac{L}{8}$	0,5m
Pilar encastrado	$\approx \frac{L}{16}$	0,25m

## Análise Pushover comparativa entre elementos de plasticidade distribuída e semi-concentrada

Para comparar o comportamento de dois elementos, um com plasticidade distribuída e com 8 pontos de integração ao longo do comprimento e outro com plasticidade semi-concentrada, utilizou-se um pilar isolado, encastrado na base com 4m de altura e composto por um perfil metálico em I, com uma carga axial de compressão e uma carga horizontal na extremidade livre.

Verifica-se que no elemento *beamWithHinges* apenas a primeira secção plastifica, o que se justifica pelo facto de haver apenas um ponto de integração em cada zona não linear, tal como referido anteriormente. No entanto, no elemento com plasticidade distribuída, a segunda secção, ainda que com curvaturas mais baixas que a primeira continua a plastificar, facto que se deve ao número de pontos de integração considerado e ao comportamento do material (caso fosse elástico-perfeitamente plástico havia certeza de que apenas a primeira secção plastificaria, independentemente do deslocamento imposto no Pushover).

Tal como se pode observar nas Figuras 3.17 a 3.20, quando o comprimento da zona não linear no elemento com plasticidade semi-concentrada é adequado e o número de pontos de integração do elemento com plasticidade distribuída é suficiente para garantir uma boa aproximação, já que os resultados dos dois são idênticos.

Na Figura 3.17 pode-se observar o comportamento das duas primeiras secções do elemento com plasticidade distribuída. Tal como referido ambas experienciam a plastificação. Na Figura 3.18 comprova-se que apenas a primeira secção (a única na zona não linear do elemento) plastifica. Contudo pode observar-se a similaridade na curvatura da secção inicial de ambos ao longo da análise, o que corrobora a semelhança ao nível global entre os dois.

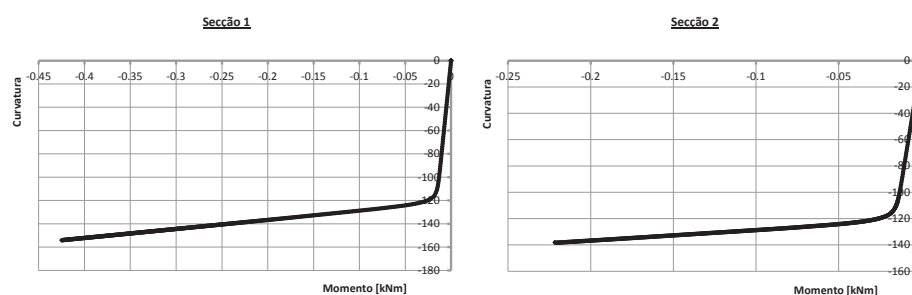


Figura 3.17: Comportamento das duas primeiras secções (pontos de integração) do elemento com plasticidade distribuída

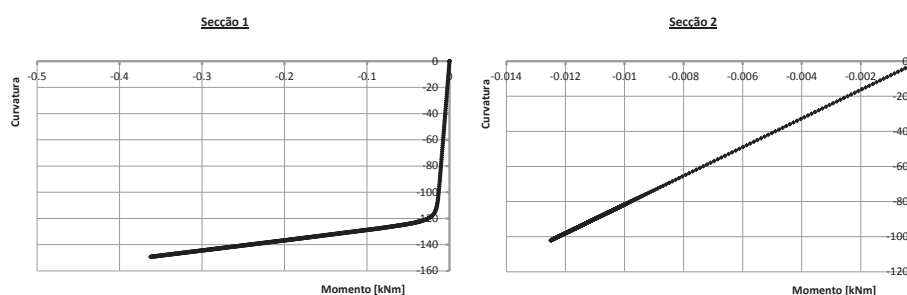


Figura 3.18: Comportamento das duas primeiras secções (pontos de integração) do elemento com plasticidade semi-concentrada

Na Figura 3.19 apresenta-se a relação entre o deslocamento do topo e o momento na base, observando-se que a máxima diferença é de 6% entre o modelo de plasticidade distribuída e o de plasticidade semi-concentrada. Na Figura 3.20 apresenta-se a relação entre a carga horizontal equivalente do Pushover e a curvatura da primeira secção do pilar.

Neste caso observam-se diferenças maiores, comprovando-se que é ao nível da secção que os comportamentos dos diferentes modelos têm maiores discrepâncias. O diferente comportamento plástico deve-se às diferenças na rigidez de cada elemento.

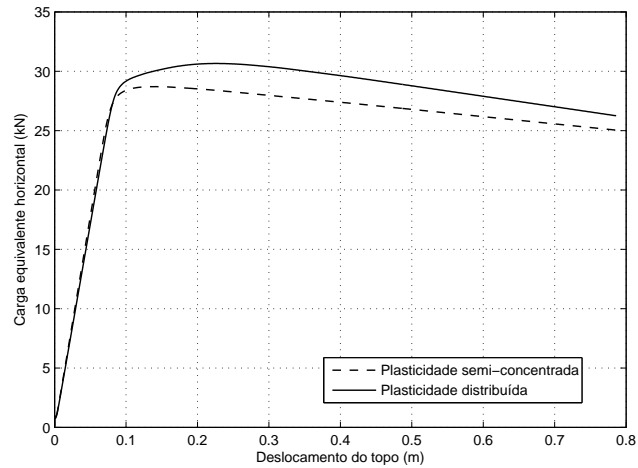


Figura 3.19: Relação deslocamento-força de corte na base do pilar para os dois elementos

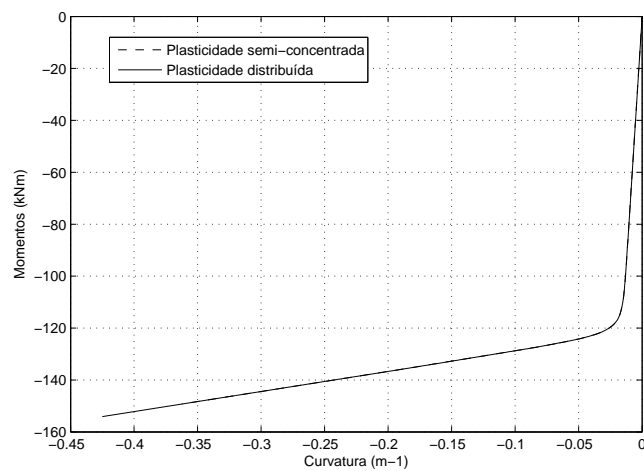


Figura 3.20: Relação momentos-curvatura na secção da base do pilar para os dois elementos

## 3.6 Exemplos

### 3.6.1 Considerações Iniciais

Nesta secção executam-se várias análises a acções horizontais, utilizando os métodos atrás abordados. Nos próximos parágrafos far-se-á uma breve introdução à aplicação prática, no

programa OpenSees, dos referidos métodos de análise, nomeadamente, a Análise Estática Não-Linear (*Pushover*) e a Análise Dinâmica Não-Linear.

Aplicar-se-ão esses métodos na análise de uma estrutura plana simples, que consiste num pórtico com as características geométricas representadas na Figura 3.21.

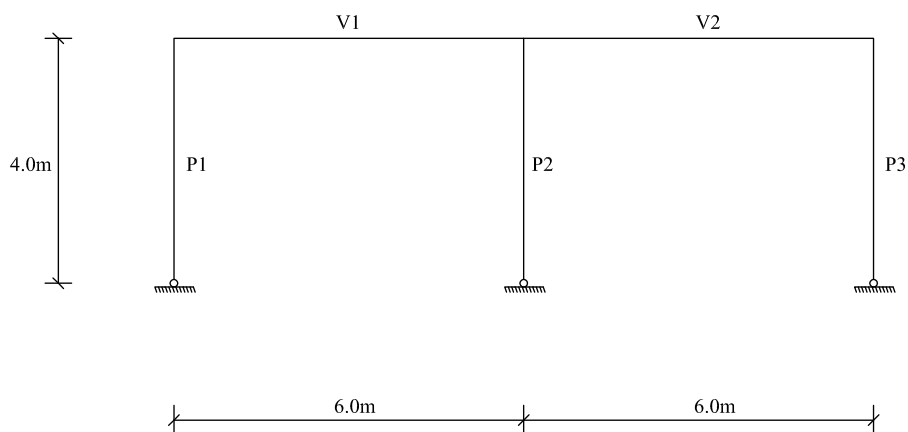


Figura 3.21: Pórtico metálico

O material utilizado e respectivas características são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Características do Aço

Aço	$f_y$ [MPa] ( $t \leq 40mm$ )	$f_u$ [MPa] ( $t \leq 40mm$ )
S355	355	510

O modelo de elementos finitos (EF) utilizado nas análises seguintes é o que se apresenta na Figura 3.22.

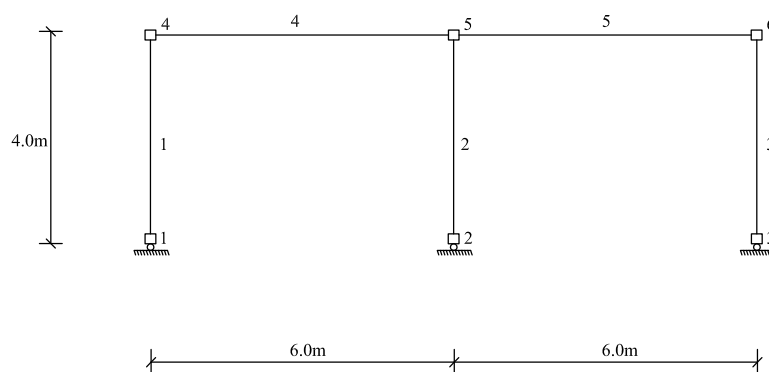


Figura 3.22: Modelo de elementos finitos

No dimensionamento da estrutura considerou-se que a mesma se localiza em Lisboa (Zona Sísmica 1.3 ou 2.3), a sobrecarga é  $q = 4kN/m^2$  ( $\psi_2 = 0,6$ ) e a largura de influência,  $L_{inf}$ , de  $5.0m$  ( $Q = 20kN/m$ ), o coeficiente de amortecimento é  $\xi = 2\%$ , o coeficiente de comportamento é 3.0, o terreno Tipo A e a classe de importância II ( $\gamma_I = 1,0$ ).

É de referir que o valor de 2% de amortecimento é um valor de referência para estruturas metálicas a serem analisadas em regime linear, quando o único método de dissipação de energia é através da introdução de amortecimento viscoso. Nas análises não-lineares, e no caso de se modelar outras formas de dissipação de energia (amortecimento histerético ou amortecimento de Coulomb) o amortecimento viscoso tem uma influência reduzida.

A estrutura foi dimensionada através de uma análise dinâmica linear com espectros de resposta utilizando o coeficiente de comportamento definido.

Deste dimensionamento resultou que os pilares devem ser executados com perfis IPE240.

### 3.6.2 Análise Pushover

#### Introdução

Atendendo àquilo que foi dito na Secção 3.3.2 e às especificidades do programa OpenSees, a determinação da curva de capacidade de uma estrutura baseia-se nos seguintes passos:

1. Definição de todos os parâmetros necessários à análise
  - Geometria e secções dos elementos
  - Parâmetros calculados (áreas, inércias, pesos)
  - Condições de fronteira (apoios ou outras restrições)
  - Características dos materiais
2. Definição do tipo de análise - tipo de transformação geométrica (neste caso P-Delta)
3. Atribuição dos tipos de elementos finitos utilizados na análise
4. Definição do carregamento gravítico e da aplicação do mesmo
5. Definir os dados a serem guardados durante a análise
6. Aplicação da carga gravítica. Tal como anteriormente referido, para além da definição do modelo de elementos finitos, incluindo o tipo de carregamento, é fundamental que se definam todos os parâmetros relativos à classe Análise. Em [36] encontra-se uma descrição detalhada sobre as várias opções actualmente disponíveis no OpenSees. Por outro lado, a implementação destas opções na linguagem tcl pode ser consultada em [35]. Neste caso, utilizaram-se as seguintes opções:
  - *Constraints: Plain* - nesta classe define-se a forma como as restrições nodais são englobadas na análise. A opção Plain apenas impõe restrições explícitas num único ponto (comando "fix") ou restrições múltiplas no caso da matriz das restrições ser igual à identidade (comando "equalDOF").



- *Numberer: Plain* - numera os Graus de Liberdade (GDL) de forma arbitrária. Para modelos pequenos e para matrizes de rigidez sem relações de simetria a ordem da numeração dos GDL não tem grande influência na eficiência dos métodos de resolução.
- *System: BandGeneral* - quando a matriz de rigidez tem apenas elementos nulos à exceção de uma banda paralela à diagonal principal, a parte não nula da matriz é guardada num outro vector com um número de colunas igual à largura da banda.
- *Test: NormDispIncr* - Teste de convergência baseado no incremento dos deslocamentos entre iterações consecutivas.
- *Algorithm: Newton* - utiliza o método de Newton-Raphson para resolver o sistema de equações.
- *Integrator: Load Control* - Esta classe determina o significado dos termos da expressão  $A.x=B$ . É através desta opção que se define o método de cálculo do passo de tempo de cálculo seguinte. Neste caso, a análise decorre com controlo da carga aplicada com incrementos de carga constantes definidos pelo utilizador.
- *Analysis: Static* - análise estática.

7. Mantendo a carga gravítica aplicada, executar a análise Pushover:

- (a) Definir carga horizontal para o Pushover. Define-se uma carga de 0.5 no nó 5 (cimo do Pilar P2) e uma carga de 0.25 nos nós 4 e 6 (cimo dos pilares P1 e P3). Esta distribuição ajusta-se à distribuição da carga gravítica por cada um dos pilares
- (b) Definir as opções da análise, à semelhança da carga gravítica. As opções que foram alteradas foram:
  - *Numberer: RCM* - Numera os GDL utilizando o esquema *Reverse Cuthill-McKee* de forma a estabelecer uma ordem entre as equações e os graus de liberdade.
  - *System: Profile SPD* - Utilizado quando a matriz é simétrica positiva.
  - *Integrator: Displacement Control* - Análise decorre com controlo dos deslocamentos de um dos nós segundo um GDL definido e com incremento constante especificado pelo utilizador.

Depois de determinada a curva de capacidade do sistema, que representa a relação entre a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo, determinada através de uma Análise *Pushover*, pode determinar-se o deslocamento-alvo, a partir do espectro de resposta elástica. Segundo o EC8 [29] a curva de capacidade deve ser determinada para valores do deslocamento do nó de controlo entre zero e o valor correspondente a 150% do deslocamento-alvo.

As forças laterais normalizadas a aplicar ao sistema podem ser descritas em função dos deslocamentos normalizados  $\Phi_i$ :

$$\bar{F}_i = m_i \times \Phi_i \quad (3.77)$$

Segundo o EC8 [29], para determinar o deslocamento-alvo devem seguir-se os passos:

## 1. Transformação num sistema equivalente de 1GDL

- Massa do sistema equivalente:  $m^* = \sum m_i \times \Phi_i = \sum \overline{F_i}$
- Coeficiente de transformação:  $\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \times \Phi_i^2} = \frac{\sum \overline{F_i}}{\sum \left(\frac{F_i^2}{m_i}\right)}$
- A força  $F^*$  e o deslocamento  $d^*$  do sistema equivalente de 1GDL são:  $F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$  e  $d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$ , onde  $F_b$  e  $d_n$  dão a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo, respectivamente.

## 2. Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica

A força de cedência,  $F_y^*$ , que representa a resistência última do sistema idealizado, é igual à força de corte na base da formação do mecanismo plástico.

A rigidez inicial do sistema idealizado é determinada de tal forma que sejam iguais as áreas sob as curvas de deformação reais e idealizadas. Com base nesta hipótese, o deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com 1GDL,  $d_y^*$ , é dado por:

$$d_y^* = 2 \times \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.78)$$

onde  $E_m^*$  é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico e  $d_m^*$  é o deslocamento do sistema real na altura da formação do mecanismo plástico.

## 3. Determinação do período do sistema de 1GDL

$$T^* = 2\pi \times \sqrt{\frac{m^* \times d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.79)$$

## 4. Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de 1GDL

O deslocamento-alvo do sistema com 1GDL (período de vibração  $T^*$ ) e comportamento elástico ilimitado é determinado através do espectro elástico regulamentar (EC8) através de:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \times \left( \frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (3.80)$$

A determinação do deslocamento-alvo,  $d_t^*$ , para estruturas de período longo ( $T > T_C$ , o que para sismo tipo 1 e terreno tipo A resulta:  $T > 0.4s$ ), é conseguida considerando que:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.81)$$

## 5. Determinação do deslocamento-alvo do nó de controlo do sistema com vários GDL

$$d_t = \Gamma \times d_t^* \quad (3.82)$$

### Análise Pushover com Elementos de Plasticidade Semi-Concentrada

Nesta Secção faz-se uma Análise Pushover do pórtico plano apresentado em 3.6.1.

As vigas são modeladas com elementos com comportamento elástico linear. O comportamento geometricamente não-linear é considerado através da transformação geométrica P-Delta.

A secção em I dos elementos foi gerada com recurso a um algoritmo criado por [49] designada *Wsection*, a qual cria uma secção em I com as dimensões pretendidas e subsequentemente, divide-a nas duas direcções num número de fibras definido pelo utilizador. Além disso, atribui às fibras o comportamento prescrito pelo material indicado para a secção (descrito na Secção 3.5). Depois da definição da secção, atribui-se aos pilares o tipo de elemento finito *BeamWithHinges* com as secções já definidas atrás e a zona intermédia com comportamento elástico linear com as propriedades dos materiais também já definidas.

Na Figura 3.6.2 é apresentada a deformada final da estrutura após o pushover. Na Figura 3.24 é representada a carga aplicada em função do deslocamento horizontal da estrutura. Nas Figuras 3.25 e 3.26 são apresentadas as relações momento-curvatura e tensão-extensão obtidas no pilar P3 através da análise efectuada. Enquanto que, nas Figuras 3.27, 3.28 e 3.29 se apresentam os esforços nos três pilares ao longo da análise.

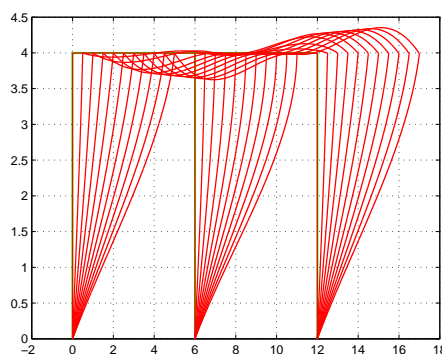


Figura 3.23: Deformada final após a análise Pushover

Numa análise não linear o comportamento da estrutura depende em grande escala do comportamento assumido para o material. No caso do modelo de comportamento assumido para o aço, após a cedência o material continua a absorver esforços, na medida em que na fase de *hardening*, o módulo de elasticidade vigente continua a ser positivo. Por seu lado, para outros materiais como o betão, depois de atingir o patamar de cedência, há uma perda progressiva da capacidade resistente. Consequentemente, os esforços depois da cedência vão decrescendo.

No caso em estudo, são de salientar os seguintes factos: relativamente ao esforço axial, este é sempre maior no pilar P2 (intermédio), que mantém o valor atingido no final da aplicação da carga gravítica ao longo de toda a Análise Pushover. O pilar P3 tem um aumento do esforço axial ao longo da análise, aumento que se verifica mesmo na fase plástica onde ocorre uma diminuição da carga horizontal aplicada. O pilar P1 diminui, ao longo da análise, o valor do esforço axial atingido no final da aplicação da carga gravítica. Assim, os efeitos de 2ª ordem serão maiores no pilar P2, onde o valor de esforço axial é

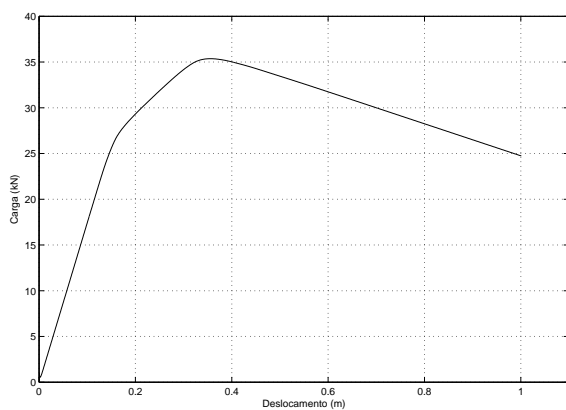


Figura 3.24: Deslocamento horizontal do nó 4 ao longo da análise em função da carga horizontal

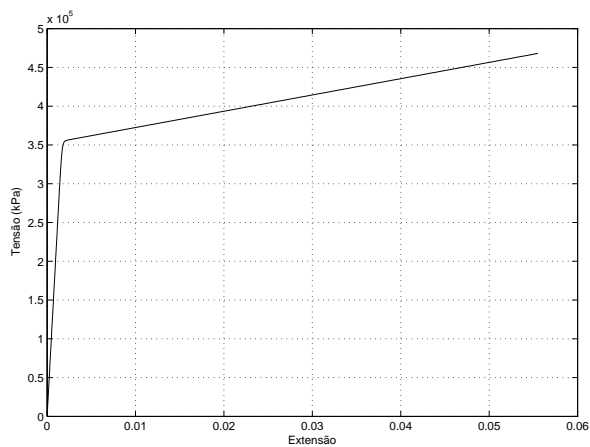


Figura 3.25: Relação tensão-extensão obtida através da análise Pushover no pilar P3

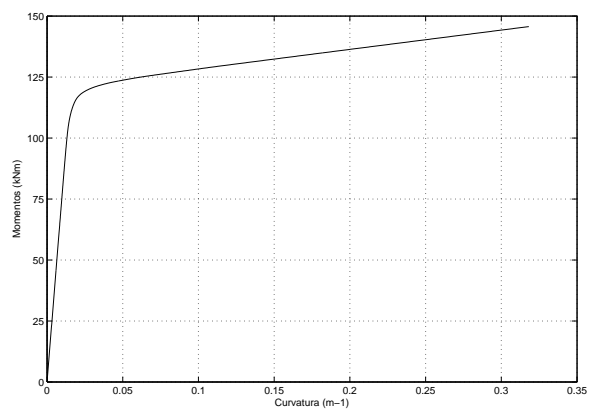


Figura 3.26: Relação momento-curvatura obtida através da análise Pushover no pilar P3

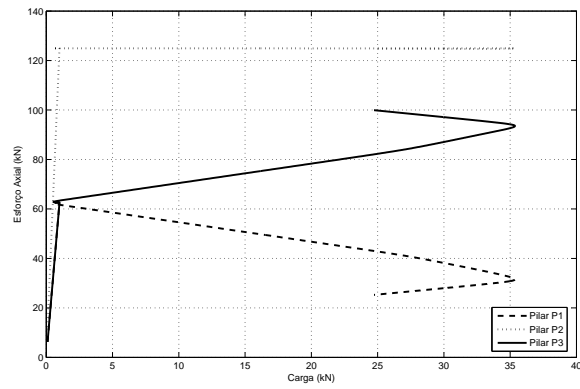


Figura 3.27: Esforços axiais nos pilares

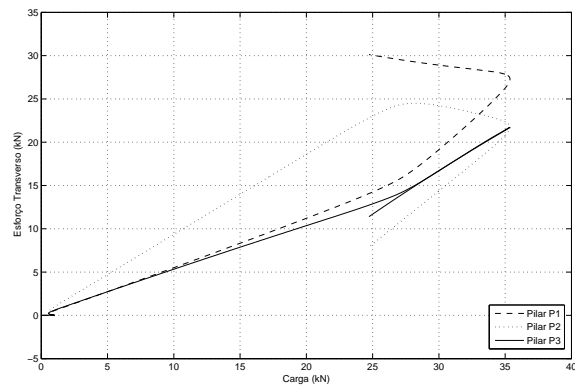


Figura 3.28: Esforços transversos nos pilares

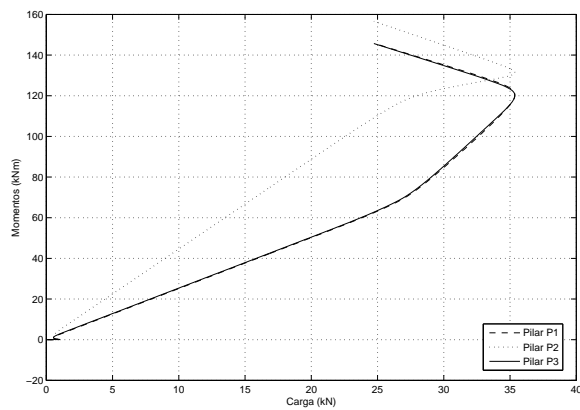


Figura 3.29: Momentos flectores no topo dos pilares

mais elevado.

Os momentos flectores são maiores no pilar P2 ao longo de toda a análise. Tal como referido, no caso da estrutura ser em betão armado, após a cedência do pilar mais esforçado, o P2, a carga absorvida pelo mesmo diminuiria. Como tal, o pilar P3 aumentaria o nível de carga e, a dada altura, seria este o mais esforçado. No entanto, devido ao comportamento do aço, o pilar P2 continua a evidenciar um aumento dos esforços mesmo depois da cedência. Assim, manter-se-á como o pilar com maiores momentos flectores até ao final da análise. Este facto, em conjunto com o ponto anterior, conduzem à conclusão de que o pilar P2 será o primeiro a colapsar, seguido do pilar P3.

Em relação à força horizontal nos apoios, esta é igual nos dois pilares extremos, P1 e P3, e é maior no pilar intermédio P2. O que conduz ao maior momento flector no pilar P2 ao longo de toda a análise.

Nesta análise seria expectável que os pilares, que têm todos a mesma secção, absorvessem equitativamente a força de corte basal, facto que não acontece devido à não restrição à rotação dos apoios. Isto é, se os pilares fossem encastrados então o esforço transversal na base seria igual em todos, mas como os apoios são fixos a distribuição da força de corte basal faz-se de forma desigual. Isto acontece devido ao equilíbrio de esforços na estrutura, nomeadamente à necessidade de respeitar a descontinuidade do momento flector sobre o pilar intermédio quando à estrutura é aplicada a carga gravítica e a carga horizontal do Pushover.

Para confirmar esta conclusão analisou-se a mesma estrutura atribuindo à viga uma rigidez muito pequena. Nesse caso verificou-se que a reacção horizontal no apoio do pilar intermédio era o dobro das outras. No caso de se ter um pórtico com mais vãos, então as reacções seriam maiores nos pilares intermédios relativamente aos de extremidade na proporção do número de pórticos. Por outro lado, analisou-se também o mesmo pórtico mas atribuindo agora à viga uma rigidez muito elevada. Neste caso, as reacções são iguais em todos os pilares, tal como os momentos em fase elástica. O que se passa neste caso em cada um dos pilares é semelhante ao que se passa num pilar isolado encastrado na base e sujeito a uma carga axial e a uma carga horizontal aplicada na extremidade superior. Esta análise de um pilar isolado para cargas axiais de diferentes magnitudes é apresentada na Figura 3.30, onde  $P_p$  representa a carga gravítica (peso próprio do pórtico em análise). Através da análise da Figura 3.30 constata-se que, após a cedência, para um dado deslocamento horizontal do topo um pilar com maior esforço axial tem tendencialmente menores momentos flectores, sendo que, a carga horizontal necessária para provocar esse deslocamento é também menor nesse pilar. Este comportamento deve-se aos efeitos de 2ª ordem.

Depois de determinada a capacidade da estrutura independentemente da acção sísmica a que está sujeita, interessa determinar a resposta estrutural para um dado nível de acção sísmica. Neste caso faz-se a determinação do deslocamento-alvo segundo o EC8 com os passos descritos na Secção 3.6.2.

Uma vez que a estrutura tem apenas 1 piso tem-se:

$$\Phi_1 = 1 \quad (3.83)$$

$$\overline{F}_1 = m_1 \times 1 = m_1 = 7.5 \text{ ton} \quad (3.84)$$

Assim sendo, a massa do sistema idealizado de 1GDL é igual à massa do piso único da

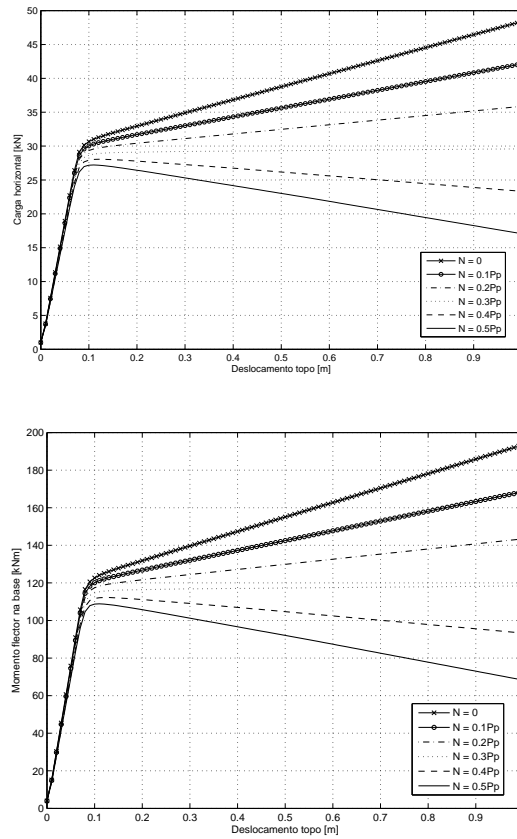


Figura 3.30: Comportamento de um pilar isolado encastrado na base para vários valores de carga axial

estrutura ( $m^* = m_1 = 7.5\text{ton}$ ) e o coeficiente de transformação vem:

$$\Gamma = \frac{7.5\text{ton}}{7.5\text{ton} \times 1^2} = 1 \quad (3.85)$$

Logo  $F^* = F_b$  e  $d^* = d_n$ . A força correspondente à resistência última do sistema,  $F_y^*$ , é  $35\text{kN}$  e o deslocamento respectivo no sistema real,  $d_m^*$ , é  $0.35\text{m}$ . A energia de real é  $8.225\text{kJ}$ . Assim, o deslocamento correspondente no sistema de 1GDL é:

$$d_y^* = 2 \times \left( 0.35 - \frac{8.225}{35} \right) = 0.23\text{m} \quad (3.86)$$

O período do sistema de 1GDL vem:

$$T^* = 2\pi \times \sqrt{\frac{7.5 \times 0.23}{35}} = 1.39\text{s} \quad (3.87)$$

Desta forma, o deslocamento-alvo pretendido vem:

$$d_t = \Gamma \times d_t^* = \Gamma \times d_{et}^* = S_e(T^*) \times \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2 = 2.74 \times \left(\frac{1.39}{2\pi}\right)^2 = 0.134m \quad (3.88)$$

Depois de determinado o deslocamento-alvo da estrutura poder-se-iam calcular, através de uma análise estática, as quantidades locais e globais correspondentes a esse deslocamento no nó de controlo ou um múltiplo deste. Essas quantidades devem ser adequadas para a correcta avaliação do desempenho sísmico estrutural, sendo comparadas com os valores resistentes da estrutura.

### Análise Pushover com remoção de elementos

Nesta secção aplica-se o processo de remoção de elementos que foi abordado na Secção 2.3.4.

De forma simples, o procedimento de análise a implementar no OpenSees é o seguinte:

1. Aplicação da carga gravítica - semelhante ao descrito na Secção 3.6.2.
2. Análise Pushover com verificação do critério de remoção - faz uma análise semelhante à anteriormente descrita mas, em cada passo, aplica o processo de verificação e possível remoção do pilar:
  - Guarda os esforços no elemento
  - Verifica o critério de rotura descrito na Equação 2.48
  - Se o critério de rotura for inferior a 1 prossegue a análise, caso contrário, remove o elemento e os nós isolados, assim como os ficheiros de dados que guardavam os respectivos resultados (em ambos os casos espera-se que o número de iterações definidas - para atingir o deslocamento imposto desejado - sejam efectuadas, eventualmente sendo necessário alterar algum parâmetro da análise por forma a melhorar a convergência)

Assim, a dada altura da análise anterior o pilar P2, o mais esforçado, é removido. Uma vez removido o pilar P2 a análise prossegue com os restantes elementos. Nesta situação, a probabilidade de a estrutura sofrer um colapso progressivo é bastante elevada, devido à pouca redundância nas ligações estruturais e, conseqüentemente, na transmissão dos esforços, que se traduz numa pouca, ou quase inexistente, capacidade para resistir a um evento que danifique um dos elementos estruturais.

No final da análise obtém-se a deformada que se apresenta na Figura 3.31.

Esta deformada só é possível devido à consideração de comportamento elástico linear por parte das vigas.

Na Figura 3.32 apresenta-se a relação entre carga e deslocamento horizontal do nó 4 ao longo da análise. Como se pode observar, após a remoção do pilar P2, o que acontece para um deslocamento horizontal do nó 4 de aproximadamente 0.14m, a carga horizontal equivalente diminui bruscamente, invertendo o sentido de aplicação para que se continue a conseguir a convergência da análise. Assim, pode-se afirmar que, quando submetida a uma excitação sísmica, após a plastificação do Pilar P2 a estrutura experienciará certamente o colapso progressivo.



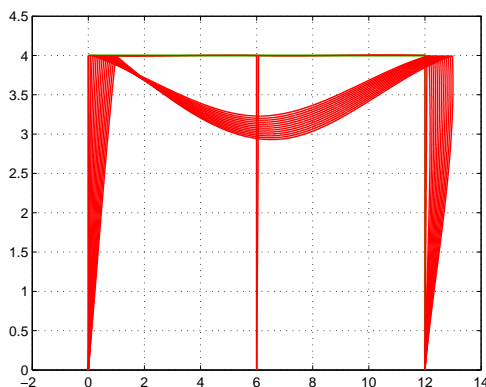


Figura 3.31: Deformada final com a remoção do pilar P2

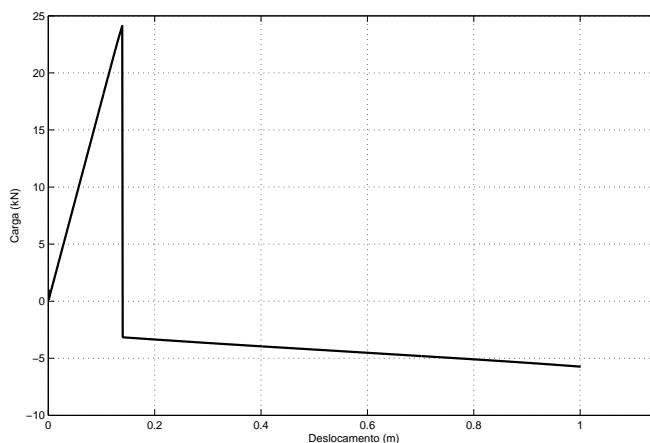


Figura 3.32: Relação entre carga e deslocamento horizontal do nó 4

Na Figura 3.33 encontra-se a relação momento-curvatura obtida durante a análise no pilar P3. A transição que se encontra assinalada no gráfico ocorre após a remoção do pilar P3, durante o passo de cálculo seguinte.

Também na Figura 3.34 se pode observar o grande aumento das deformações nos pilares P1 e P3 após a remoção do P2.

### 3.6.3 Análise Dinâmica

Nesta secção faz-se uma análise dinâmica da estrutura, submetendo-a a um evento sísmico real.

#### Registos sísmicos

O sismo que se irá aplicar é o sismo de Northridge, ocorrido em 1994. Os registos foram retirados da base de dados do PEER [43] para a estação sísmica situada em Canoga Park.

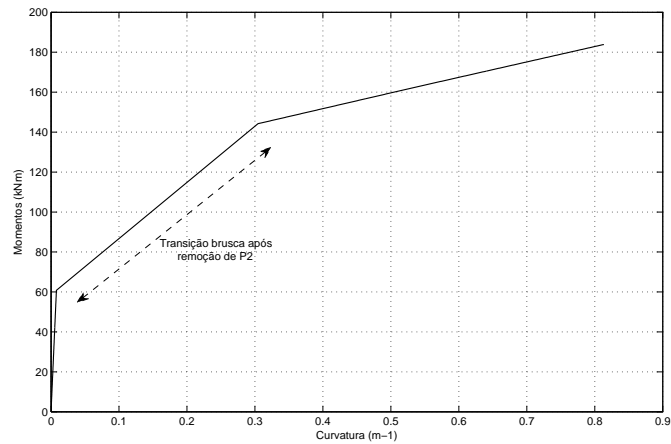


Figura 3.33: Relação momento-curvatura no pilar P3

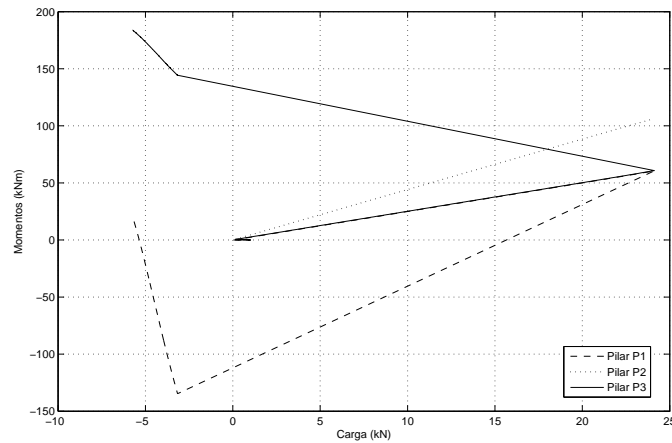


Figura 3.34: Momentos nos pilares em função da carga ao longo da análise

O sismo de Northridge ocorreu a 17 de Janeiro de 1994, perto de Los Angeles, California. Foram registadas acelerações do solo poucas vezes vistas nos EUA. O máximo registado foi de 1.7g (aproximadamente  $16.7 \text{ m/s}^2$ ). Houve várias dezenas de mortos e estragos na ordem dos 20 milhares de milhões de dólares, tornando-se no maior desastre natural da história dos EUA.

### Execução da Análise Dinâmica

Previamente à análise dinâmica, aplicam-se as cargas gravíticas com recurso a uma análise com controlo do carregamento (*loadControl*). No final, estas cargas mantêm-se constantes para a análise dinâmica subsequente, para a qual se definem os parâmetros:

#### 1. Movimento da base

Define-se um movimento uniforme (igual em todos os apoios) da base de fundação,

na direcção 1 (horizontal) e com acelerações respeitantes ao sismo atrás referido e que se encontram num ficheiro de dados auxiliar.

## 2. Tempos de análise

- Passo de cálculo (DT) de 0.01s
- Duração da análise ( $T_{max}$ )

## 3. Parâmetros da análise

- *Constraints: Transformation* - Ao contrário da opção *Plain*, que resolvia o sistema de forma a obter nos graus de liberdade restringidos os deslocamentos pretendidos, aqui esses deslocamentos são directamente definidos no início de cada passo de análise.
- *Numberer: Plain*
- *System: Sparse General* - Esta opção indica que o sistema de equações deve ser resolvido considerando a matriz de rigidez como assimétrica.
- *Test: EnergyIncr* - O teste de tolerância utilizado baseia-se no produto interno da carga e dos incrementos de deslocamentos de cada passo de análise.
- *Algorithm: Newton* - Método de Newton-Raphson para procurar a solução do passo seguinte.
- *Integrator: Newmark* - Utiliza-se o método de duas variáveis desenvolvido por Newmark.
- *Analysis: Transient* - Análise dependente do tempo com passo de tempo constante.

## 4. Amortecimento

Através do já referido método de Rayleigh, a matriz de amortecimento vem:

$$C = \alpha \times M + \beta_1 \times K_{actual} + \beta_2 \times K_{ultima \quad iteracao} + \beta_3 \times K_{inicial} \quad (3.89)$$

Para este exemplo de aplicação, e apenas aqui, tomou-se:  $\alpha = \beta_1 = \beta_2 = 0$  e  $\beta_3 = 2 \times \frac{\xi}{\omega_1}$ , sendo  $\omega_1$  a frequência própria associada ao 1º modo de vibração da estrutura. Esta esta consideração não é razoável para a análise de estruturas. Na realidade, durante a análise dinâmica, o período de vibração da estrutura é consecutivamente alterado. Assim, durante a análise o período real da estrutura é, na maior parte do tempo, maior que o período inicial. Para ultrapassar este facto considerar-se-á neste trabalho um valor maior que o período correspondente ao 1º modo de vibração para a definição do amortecimento de Rayleigh. No entanto, como o objectivo desta secção é apenas mostrar o método da Análise Dinâmica de estruturas, não sendo relevantes os resultados quantitativos obtidos, procede-se a esta simplificação para facilitar a análise. Na Secção 5.2 define-se o amortecimento de forma a ter em conta, em primeiro lugar, a parcela do amortecimento proporcional à massa e, em segundo lugar, os efeitos referidos da variação do período de vibração ao longo da análise.

## 5. Executar a análise dinâmica

- Criar um carregamento correspondente à aceleração uniforme da base, com os parâmetros atrás definidos.
- Definir o número de passos da análise:

$$N_{Steps} = \frac{T_{max} + 10}{Dt_{analise}} \quad (3.90)$$

Ao período de ocorrência do sismo,  $T_{max}$ , acrescentam-se 10s de vibração livre.

## Resultados

Na Tabela 3.6 apresentam-se os períodos dos 4 primeiros modos de vibração da estrutura calculados através do OpenSees e do SAP2000 [14] (*Structural Analysis Program*). No período fundamental verifica-se um erro relativo de aproximadamente 5%.

Na Figura 3.35 apresenta-se o deslocamento do topo da estrutura ao longo da análise e na Figura 3.36 a deformada da mesma. Na Figura 3.37 é apresentado o andamento dos momentos nos pilares.

Na Figura 3.38 representa-se a relação tensão-extensão numa fibra do pilar P2. A fibra em questão localiza-se na parte superior na alma, na interface com o banzo. Como se pode observar, são bem visíveis as zonas onde ocorre a cedência e o aumento da tensão máxima devido ao endurecimento.

Tabela 3.6: Análise Modal - Períodos (s) calculados no OpenSees e no SAP2000

	OpenSees	SAP2000
1º Modo	1,69103	1,61226
2º Modo	0,05475	0,05716
3º Modo	0,04954	0,05005
4º Modo	0,03873	0,03958

Neste caso, uma vez que a Análise Dinâmica foi executada com recurso a um acelerograma que não se relaciona com o espectro de resposta elástico do EC8, a comparação em termos de deslocamento-alvo da estrutura e a respectiva resposta estrutural não é possível. Ainda assim, é possível comparar os valores da resposta estrutural no limite de plasticidade do sistema idealizado de 1GDL e também da estrutura real submetida à série de acelerações descrita. Assim, durante a Análise Dinâmica o máximo deslocamento registado foi de aproximadamente 0.25m, mesmo tendo em consideração que depois do momento em que esse valor foi registado, ainda se verificaram acelerações da base mais elevadas.

Enquanto que no método proposto no EC8, o deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado de 1GDL,  $d_y^*$ , é de 0.23m. Os dois valores são claramente muito próximos o que se percebe atendendo a que  $\Gamma = 1$ . O valor de  $d_y^*$  encontra-se entre o limite de cedência e o valor máximo obtidos na curva de capacidade da estrutura através da realização de uma Análise *Pushover*.

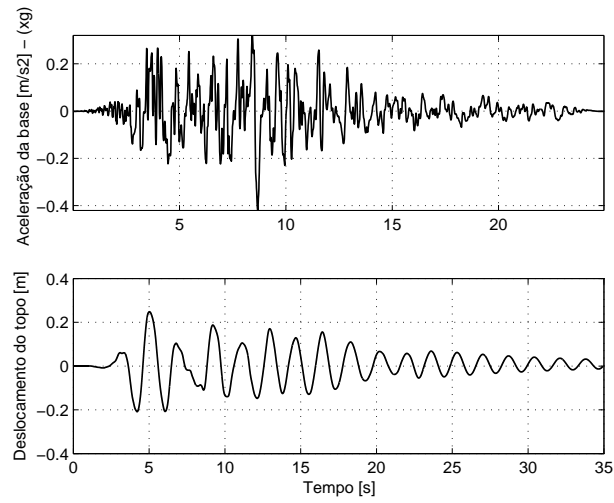


Figura 3.35: Registos sísmicos (acelerações) e deslocamentos horizontais no topo da estrutura (nó 4)

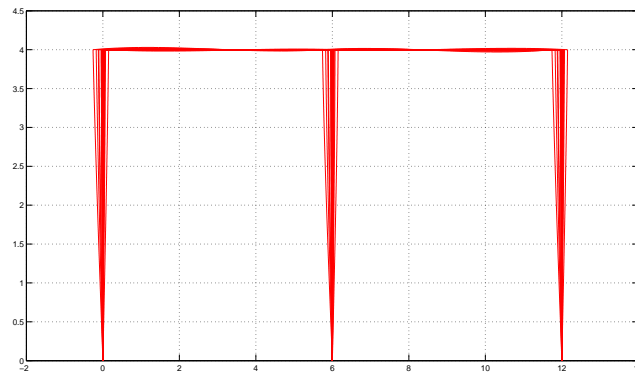


Figura 3.36: Deformada ao longo da Análise Dinâmica

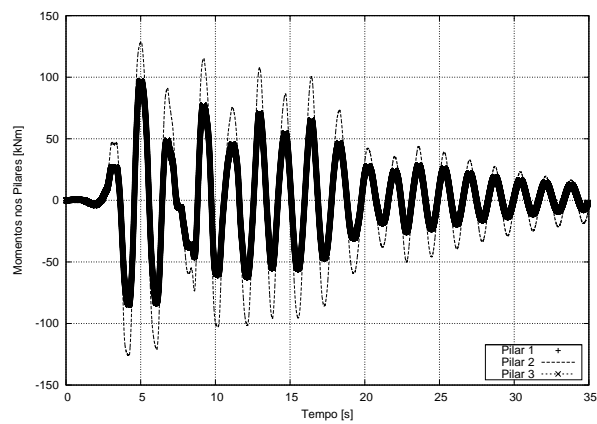


Figura 3.37: Momentos flectores nos pilares ao longo da análise

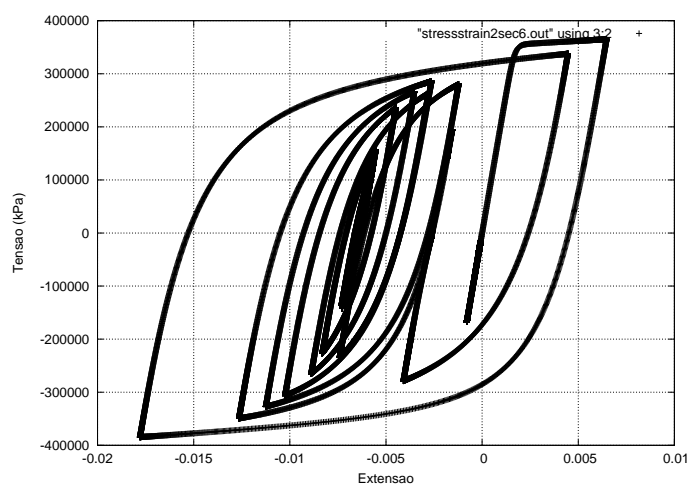


Figura 3.38: Relação Tensão-Extensão numa das fibras do pilar P2

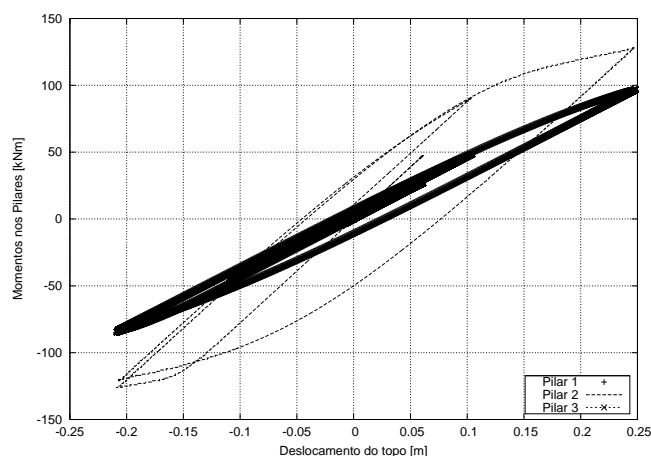


Figura 3.39: Momentos nos pilares ao longo da análise

### Análise da Estrutura baseada na frequência

Para confirmar que os resultados da análise são registados de forma correcta efectua-se a verificação da resposta estrutural obtida em termos de frequências, comparando os valores obtidos com o valor da frequência própria calculado através de uma análise de valores próprios.

A análise de uma função representativa da vibração de um sistema pode ser feita ao longo do tempo ou com base na frequência.

Segundo Jaques Fourier (1768-1830) qualquer função complexa, periódica ou não periódica, pode ser decomposta numa série de componentes harmónicas de diferentes frequências.

A DFT (transformada discreta de Fourier) permite o cálculo do espectro de frequência a partir do sinal no tempo, ou a reconstituição do sinal no tempo a partir do espectro. Utilizando os mesmos princípios, desenvolveu-se nos anos 60 a *Fast Fourier Transformation* (FFT), que calcula a transformada discreta usando um algoritmo complexo.

### Aplicação

Utilizando o mesmo sismo que no exemplo anterior, pretende-se obter a resposta da estrutura em regime elástico, de forma a confirmar os resultados obtidos com o programa de elementos finitos e também em regime plástico para observar o comportamento em termos de frequências.

Assim, multiplicou-se o acelerograma referente ao sismo de Northridge por: 0.3 (de forma a obter apenas uma resposta elástica da estrutura) e por 4.0 (de forma a obter uma resposta não-linear significativa).

Analisaram-se os registos de deslocamentos horizontais no nó 4 do pórtico sujeito às duas excitações sísmicas referidas.

Aplicando a FFT aos resultados obtidos obtêm-se os gráficos da Figura 3.40.

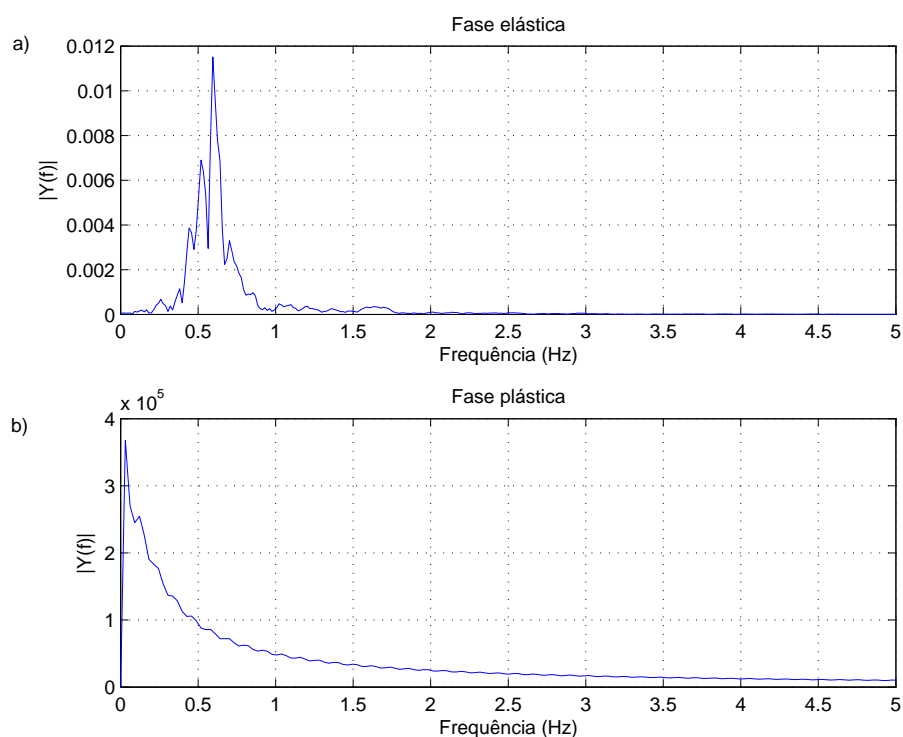


Figura 3.40: Resultados obtidos com FFT para análise dos deslocamentos horizontais do nó 4: a) Sismo  $0.3 \times a_{Northridge}$ ; b) Sismo  $4.0 \times a_{Northridge}$

Verifica-se que, em regime elástico, a frequência identificada com a FFT é igual à frequência natural calculada pelo programa ( $T \cong 1.69s$ ;  $f \cong 0.59Hz$ ).

Pode concluir-se que quando os elementos estruturais plastificam, a rigidez da estrutura diminui sobremaneira e, como tal, a frequência diminui também. A diminuição é muito significativa devido ao facto da estrutura ser pouco robusta. Isto é, com a plastificação de dois elementos perde toda a sua rigidez, como tal diminui muito a frequência fundamental.

Além disso, confirma-se que se se sujeitasse a estrutura, com todos os elementos a responderem em regime elástico, a frequência própria de vibração seria 0.59Hz,

independentemente de a excitação ser 0.3 ou 4 vezes o acelerograma original.

### Análise Dinâmica com Remoção de Elementos

Aplica-se o mesmo princípio descrito em 3.6.2. Isto é, assumindo que quando os elementos atingem a sua capacidade resistente máxima são removidos, continuando a análise com os restantes elementos.

Neste caso, decidiu-se fazer a remoção progressiva dos restantes elementos, ou seja, quando o elemento seguinte atinge também a capacidade resistente máxima é igualmente removido, e assim sucessivamente.

Nesta análise depois do colapso do pilar P2, o mais esforçado, a análise prossegue até ao colapso do elemento seguinte, neste caso o pilar P3, momento em que ocorre o colapso total da estrutura.

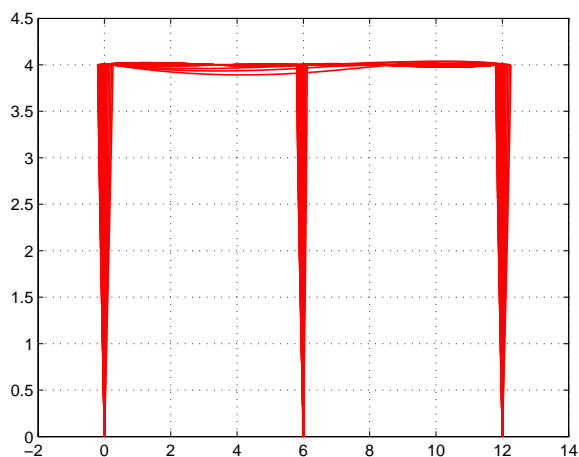


Figura 3.41: Deformada antes do colapso do Pilar P3

Na Figura 3.42 apresentam-se os momentos nos pilares P2 e P3 até ao momento em que são removidos, assim como as acelerações da base ao longo do tempo.

## 3.7 Conclusões

Neste capítulo abordaram-se os diferentes métodos de análise sísmica que têm vindo a ser desenvolvidos. Deu-se particular relevância à Análise Estática Não-Linear (*Pushover*) e à Análise Dinâmica Não-Linear.

Embora a Análise Dinâmica Não-Linear seja aquela que fornece resultados mais precisos e com maior pormenor relativamente ao comportamento estrutural, a sua aplicação ao dimensionamento de estruturas é limitada dada a complexidade e o tempo necessário para a sua aplicação. Ainda assim, a sua execução é comum no âmbito de novas metodologias de análise como a *Performance-Based Earthquake Engineering*, onde se dá particular relevância ao comportamento estrutural e à resposta da estrutura em regime plástico.



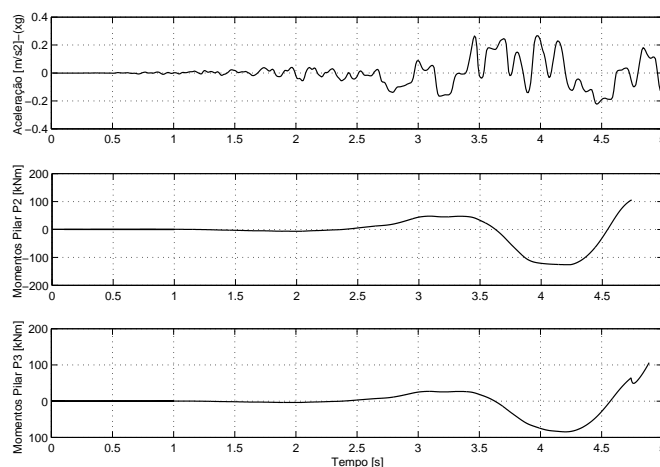


Figura 3.42: Momentos nos pilares até ao momento do seu colapso

Neste sentido, têm-se desenvolvido estudos com objectivo de melhorar os modelos de comportamento dos materiais, contemplando factores como a sua degradação cíclica. Foi feita uma breve revisão sobre estes modelos. Na análise de estruturas metálicas, é comum a adopção de um comportamento elasto-plástico com endurecimento. No entanto, quando há alterações nos valores das tensões de cedência, quando é alterado o sentido da solicitação, o efeito de Bauschinger deve ser tido em conta e deve utilizar-se, por exemplo, o modelo de Menegotto-Pinto [37] que inclui endurecimento cinemático e isotrópico. Neste estudo utiliza-se o modelo do *Steel02* que corresponde a uma adaptação do modelo de Menegotto-Pinto.

Além do modelo de comportamento do material, uma importante decisão a tomar na altura de modelar a estrutura é a escolha do tipo de elementos finitos a adoptar. Neste trabalho utiliza-se o modelo de plasticidade semi-concentrada através da definição de elementos do tipo *beamWithHinges* com extremidades com comportamento não-linear de comprimento  $L_p$ . Com os estudos realizados concluiu-se que a precisão destes elementos é semelhante à obtida com elementos de plasticidade distribuída, sendo o esforço computacional associado bastante inferior, pelo que se optou pela sua utilização.

Tanto o modelo de comportamento do material como os elementos finitos aos quais se recorre para realizar a análise só permitirão a obtenção de resultados relevantes se devidamente enquadrados em *software* de análise que deve corresponder às modernas exigências, quer em termos dos vários métodos de análise disponíveis, quer em termos de programação, assim como permitir uma eficaz edição dos resultados. Neste sentido, o PEER tem desenvolvido um *software* designado OpenSees, que tem permitido a análise de problemas estruturais e geotécnicos complexos, nomeadamente quando associados a acções dinâmicas.

Por último, realizam-se alguns exemplos de aplicação, no OpenSees, dos métodos de análise abordados neste Capítulo, especificamente a Análise *Pushover* e a Análise Dinâmica Não-Linear.



## Capítulo 4

# Análise de Eventos Sísmicos Consecutivos

### 4.1 Introdução

Neste trabalho apresenta-se a formulação e um método para a análise de robustez de estruturas sujeitas a eventos múltiplos consecutivos após a ocorrência de um sismo de elevada magnitude (i.e., sismo principal).

No dimensionamento corrente de edifícios, são geralmente efectuadas análises elásticas lineares, nomeadamente análises dinâmicas modais por espectros de resposta, com a utilização de coeficiente de amortecimento de forma a simular o comportamento não-linear das estruturas.

Para o dimensionamento de estruturas as duas exigências de desempenho estrutural definidas no EC8 são: (i) exigência de não colapso, e (ii) exigência de limitação de danos. Assim, é expectável que estruturas dimensionadas de acordo com o EC8 que sejam sujeitas a um sismo se encontrem estruturalmente debilitadas imediatamente após ocorrência do mesmo. Admitindo que neste contexto as estruturas não colapsaram, interessa aos serviços que tenham a seu cargo a avaliação expedita e as tomadas de decisão de curto-prazo em cenários pós-sismo, disporem de ferramentas que permitam analisar a capacidade dessas estruturas em resistirem a efeitos de eventos múltiplos consecutivos que geralmente se seguem a um sismo principal. Exemplos de eventos consecutivos são incêndios, explosões (e.g. devido a fugas de gás), e/ou réplicas.

Ao contrário das análises habitualmente realizadas, que estudam o comportamento estrutural durante um sismo (principal), o objectivo deste trabalho é aferir do comportamento da estrutura após o sismo inicial. Pretende-se verificar o impacto dos eventos que se seguem a um sismo principal na segurança estrutural e caracterizar a resposta estrutural nesses cenários de risco. Para simular a acção conjugada do sismo principal e da réplica fazem-se duas análises dinâmicas não-lineares consecutivas. Entre ambas pode ocorrer um incêndio ou explosão que danifique elementos estruturais.

Na secção seguinte faz-se uma pequena introdução sobre a influência das réplicas na análise sísmica e, posteriormente, abordam-se os métodos correntes de avaliação da resiliência sísmica, como o método proposto pelo PEER [57], assim como o método desenvolvido neste trabalho com os respectivos fundamentos desta análise. Apresentam-se também alguns fluxogramas, acompanhados de uma explicação detalhada do programa de

simulação criado para o efeito.

## 4.2 Influência das réplicas na análise sísmica

Após um evento sísmico de intensidade considerável, designado de sismo principal, é expectável que ocorram outros eventos sísmicos formando uma sequência gerada pelo evento sísmico principal. Aos eventos sísmicos secundários dá-se o nome de réplicas.

Segundo [57] o risco de réplicas decresce com o aumento do intervalo de tempo desde a ocorrência do evento principal. Ainda segundo os mesmos autores, a ocorrência de réplicas de determinada magnitude em determinada região pode também ser descrita, à semelhança da ocorrência do sismo principal, pela lei de Gutenberg-Richter.

A distribuição da magnitude das réplicas é independente do tempo, pelo que mesmo após um longo período é possível a ocorrência de réplicas de grande intensidade. É bastante comum que as réplicas, devido à sua eventual proximidade temporal com o sismo principal, tenham parâmetros de intensidade (e.g., aceleração máxima do solo) mais elevados que o sismo principal [57]. Isto apesar de normalmente terem magnitudes inferiores.

As réplicas ocorrem normalmente em zonas bastante próximas da zona de origem do sismo principal. O número, intensidade, proximidade e variabilidade das réplicas pode representar um risco muito significativo. Ao ponto de, por vezes, os danos provocados pelas réplicas serem maiores que as provocadas pelo sismo principal.

Como exemplo claro da importância das réplicas e do seu poder destrutivo apresenta-se o caso do sismo de Christchurch, Nova Zelândia.

Em 4 de Setembro de 2010, um sismo de magnitude 7.1 ( $M_w$  - "Moment Magnitude Scale") atingiu a região de Canterbury. O epicentro localizou-se em Greendale, apenas a 40km de Christchurch, a uma profundidade de 10km. Produziu acelerações do terreno máximas de 0.82g e 1.26g na horizontal e vertical, respectivamente. Não se registaram mortes. A principal causa dos danos nas estruturas e infra-estruturas foi a liquefacção generalizada que ocorreu em grandes áreas da cidade. Os edifícios de alvenaria ficaram severamente danificados, mas não se registaram colapsos. Após a ocorrência desse sismo, foram registadas mais de 800 réplicas, com magnitude mínima de 3.5 ( $M_w$ ). A réplica com maiores consequências foi registada a 22 de Fevereiro de 2011. Com magnitude  $M_w$  de 6.3, epicentro a 10km de Christchurch e profundidade de 5km foi sentida em toda a parte Sul da ilha. Mais uma vez as infra-estruturas foram seriamente danificadas e o Centro Empresarial e de Comércio de Christchurch, localizado no centro da cidade, foi parcialmente destruído provocando a perda de mais de 180 vidas. Esta área foi considerada insegura pela Comissão de Segurança Sísmica e vedada ao público.

O centro da cidade ainda se encontra vedado e, devido à continuidade da ocorrência de réplicas, a administração local decidiu evacuar outras zonas da cidade. Muitos edifícios estão a ser demolidos devido à desconfiança relativamente à sua segurança, sendo os proprietários devidamente indemnizados. Outros edifícios estão neste momento a ser alvo de intervenções de reparação.

A ocorrência das réplicas pode provocar o enfraquecimento e/ou colapso das estruturas, possivelmente já danificadas (mas ainda não reparadas) pelo sismo principal. O risco afecto às réplicas interfere (implícita ou explicitamente) com as decisões de evacuar ou não os edifícios, sendo cada vez mais visível que as consequências das réplicas são, não poucas vezes, superiores às dos sismos principais. Este facto deve-se, tal como anteriormente

referido, ao estado debilitado das estruturas danificadas após o sismo principal. Como tal, é fundamental que os métodos para análise de risco das réplicas sejam desenvolvidos considerando este aspecto. O que requer o desenvolvimento simultâneo de métodos para prever, de forma quantitativa, o estado de dano das estruturas após o sismo principal, podendo ser essa informação integrada na análise de risco a desenvolver.

Dado que o desempenho das estruturas danificadas pelo sismo principal pode ser substancialmente diferente do da estrutura intacta, a consideração das consequências de funcionalidade e, conseqüentemente, financeiras, num cenário pós-sismo principal deverão ser tidas em consideração nas decisões e dimensionamento da estrutura desde o momento inicial [57].

Além disso, é também desejável, dado o elevado risco existente num cenário pós-sismo principal, o desenvolvimento de metodologias práticas que permitam tomar decisões sobre a segurança estrutural nesse cenário de risco.

## 4.3 Método de Análise

### 4.3.1 Abordagem do PEER

Pese embora a metodologia do PBEE, apresentada em 3.4, seja bastante ampla e flexível na sua aplicação, esta tem sido utilizada para a análise do comportamento das estruturas na eventualidade de ocorrência de um sismo apenas, i.e., não considerando o conjunto de eventos que, frequentemente, se seguem a um sismo forte. Por outro lado, o estudo do efeito das réplicas e a análise de risco num cenário pós-sismo principal tem sido alvo de estudo apenas nos últimos anos. Este estudo tem resultado no desenvolvimento de uma metodologia de análise designada "Aftershock Performance-Based Earthquake Engineering"[57].

As características, como a magnitude das réplicas, são diferentes mas dependentes das características do sismo principal. Por outro lado, a distribuição geográfica das réplicas é também dependente da zona de rotura do sismo principal [57]. É assim possível estabelecer várias correlações entre as variáveis intervenientes na análise pós-sismo principal.

Em [57] é proposta uma equação, idêntica à Equação 3.49 ("*PEER Equation*"), mas para o cenário pós-sismo principal. Os parâmetros considerados são idênticos aos descritos atrás mas agora aplicados ao risco relacionado com a ocorrência de réplicas.

O objectivo a que se propõe esta metodologia é o cálculo da probabilidade de não ocorrência de colapso num intervalo  $[0, t_{max}]$  subsequente ao sismo principal, onde a ocorrência de réplicas é provável. Denotando por  $PI_{cap}^i$ , a capacidade máxima de uma estrutura num estado de dano  $i$ , em resistir a um evento sísmico definido em termos das suas características  $PI$  (o sismo definido por  $PI_{cap}^i$  é o mais intenso a que a estrutura pode resistir). Se o estado de dano correspondente ao colapso for  $n$ , então a probabilidade de uma estrutura com dano  $i$  atingir o colapso devido a uma réplica é dado por:

$$P'_{i-n|replica} = P(PI > PI_{cap}^i|replica) \quad (4.1)$$

O complementar (probabilidade de não haver colapso) é dado por  $1 - P'_{i-n|replica}$ .

Também em [57] demonstra-se que se  $v_r^{t_{max}}$  for o número expectável de réplicas no período  $[0, t_{max}]$  então:

$$P(\bar{C}) = e^{-v_r^{t_{max}} \times P'_{i-n}} \quad (4.2)$$

sendo  $P(\bar{C})$  a probabilidade de não colapso.

Considerando os parâmetros VD, MD e PRE, com o mesmo significado que na Equação 3.49, representando as variáveis de decisão, as medidas de dano e os parâmetros de resposta estrutura, respectivamente,  $v_r^{tmax}$  pode ser calculado através da expressão:

$$v_r^{tmax}(VD | IS, ED) = \int_{MD} \int_{PRE} \int_{PI} \int_i G_r(VD | MD, i) \times dG_r(MD | PRE, i) \times dG_r(PRE | PI, i) \times d\lambda_r^{tmax}(PI, i | IS) \times dG_r(i | IS, ED) \quad (4.3)$$

O índice  $r$  representa o cenário de réplica. As tomadas de decisão neste cenário têm de levar em consideração a informação registada, nomeadamente a informação sobre o sismo principal ( $IS$ ), como a sua magnitude, localização do epicentro, alguns parâmetros de intensidade ( $PI$ ) que possivelmente ajudarão a definir o dano do Edifício após o sismo, denotando-se a informação sobre esse estado de dano por  $ED$ .

Assim,  $d\lambda_r^{tmax}(PI, i | IS)$  representa o número médio de réplicas que excedem  $PI$  no período  $[0, tmax]$  após o sismo principal, para uma estrutura num estado de dano  $i$ , numa situação em que se tem um conhecimento dado por  $IS$ .  $dG_r(i | IS, ED)$  é a probabilidade de uma estrutura atingir um estado de dano  $i$ , sabendo-se as informações sobre o sismo e sobre os danos,  $IS$  e  $ED$ , respectivamente. Esta parcela é um acrescento ao integral original da Equação do PEER e introduz um integral sobre todos os possíveis estados de dano  $i$ .

Nos restantes termos é necessário especificar o estado de dano em que a estrutura está,  $i$ , uma vez que os restantes parâmetros ou a sua probabilidade de excedência podem ser influenciados por isso.

Estas duas equações, ainda que meramente simbólicas permitem comparar os factores inerentes ao estudo sísmico pré e pós-sismo principal. Fornecem também as indicações sobre o caminho da investigação a desenvolver no futuro e que pode ser consultado em [57].

## 4.3.2 Metodologia Desenvolvida

### Formulação Geral

Neste trabalho pretende-se estudar o comportamento de estruturas quando sujeitas a sequências de eventos, nomeadamente a sequência sismo-réplica.

Para simular o efeito conjugado da actuação do sismo principal e da réplica são executadas duas Análises Dinâmicas não-lineares consecutivas. A robustez é aqui avaliada, primeiramente, pela ocorrência ou não de colapso progressivo e, secundariamente, por alguns parâmetros de resposta, como sejam os deslocamentos máximos inter-piso e os deslocamentos inter-piso remanescentes no final da análise dinâmica da réplica. No entanto, para efeitos do cálculo das probabilidades de rotura considera-se que se não ocorrer colapso progressivo a estrutura tem condições para ser evacuada, cumprindo com os requisitos mínimos que se pretende assegurar (não provocar vítimas), tendo nessas circunstâncias robustez suficiente para fazer face aos eventos acidentais considerados.

Desta forma, interessa proceder à definição probabilística da acção sísmica principal e da réplica. Neste trabalho a aceleração à superfície do terreno é considerada como sendo a

variável aleatória associada à acção sísmica.

A probabilidade de rotura considerando a ocorrência de um sismo, seguido de um incêndio/explosão e uma réplica, pode ser dada por:

$$P_R = \int_{A_g^{sp}} \int_{C_p} \int_{A_g^r} P(R|a_g^{sp}, a_g^r, c_p) \times dP(a_g^r|a_g^{sp}) \times dP(c_p|a_g^{sp}) \times dP(a_g^{sp}) \quad (4.4)$$

onde  $a_g^{sp}$  e  $a_g^r$  representam a aceleração à superfície do terreno associadas ao sismo principal e à réplica, respectivamente,  $c_p$  o colapso parcial (i.e., colapso de um ou mais elementos estruturais) corresponde ao dano na estrutura devido a um incêndio/explosão, e  $A_g^{sp}$ ,  $A_g^r$  e  $C_p$  com o espaço amostral de  $a_g^{sp}$ ,  $a_g^r$  e  $c_p$ , respectivamente.

Assim, considera-se que pode ocorrer um dado sismo principal, com uma distribuição probabilística. Com base neste sismo é definida uma distribuição da intensidade da réplica e dos danos. A probabilidade de falha é dada pelo integral da probabilidade de falha associada a cada combinação destes três eventos, multiplicada pela probabilidade de cada um deles ocorrer. É de salientar que a Equação 4.4 permite a consideração de três situações distintas: (i) o colapso ocorre num cenário pós-sismo, devido à ocorrência de uma réplica, (ii) o colapso da estrutura ocorre devido a um colapso parcial de um elemento estrutural e (iii) o colapso ocorre durante o sismo principal.

As Análises Dinâmicas a executar são realizadas com recurso a acelerogramas reais. Para que os resultados não sejam influenciados pelo sismo a que se submete a estrutura, construiu-se uma base de dados de acelerogramas reais descritos na base de dados do PEER [43]. A partir destes é possível, com recurso a um método baseado na "*Wavelet-Based Generation*" [40], definir sismos com a mesma amplitude e conteúdo de frequências do sismo regulamentar (EC8) em qualquer zona. Este método de transformação requer a utilização do espectro de resposta em acelerações do local para o qual se pretende obter o registo sísmico, designado de espectro de resposta objectivo. Como o espectro de resposta regulamentar depende da aceleração à superfície do terreno ( $a_g$ ), fazendo variar este último parâmetro podem-se criar múltiplos espectros de resposta para o mesmo local e, consequentemente múltiplos registos sísmicos apenas com base num único acelerograma. Assim, a aceleração à superfície do terreno é considerada como variável aleatória.

Como se viu, é a aceleração máxima à superfície do terreno que vai condicionar o ajuste dos acelerogramas reais adoptados, como tal, por simplicidade passará a designar-se uma dada aceleração máxima à superfície do terreno que deu origem a um acelerograma, por exemplo de uma réplica, por aceleração da réplica. O mesmo se aplicando à aceleração que dá origem a um acelerograma do sismo principal.

O objectivo do método é construir uma curva que indique para cada valor da aceleração do sismo principal, e com a informação sobre o(s) elemento(s) debilitado(s) devido à ocorrência de incêndios ou explosões entre os dois eventos sísmicos, o valor da aceleração da réplica que provoca o colapso da estrutura.

Além disso, é também possível construir um conjunto de curvas que forneçam a informação probabilística sobre a possibilidade de ocorrência de colapso em função da aceleração do sismo principal. Uma vez que o sismo principal também pode ser caracterizado probabilisticamente é possível calcular a probabilidade de rotura total da estrutura e o respectivo índice de fiabilidade.

Definem-se os valores de  $a_g^{sp}$  com recurso a amostragem estratificada, dividindo o

espaço amostral num determinado número de intervalos.  $A_g^r$  foi considerada usando amostragem direccional, calculando o mínimo valor que conduz à rotura para cada valor da aceleração do sismo principal através do Método da Bissecção.

Para verificar o impacto dos eventos subseqüentes a um sismo de elevada magnitude procede-se neste trabalho à análise sísmica da estrutura sujeitando-a, em primeiro lugar, a um sismo principal e, de seguida, sujeitando-a a um de dois cenários possíveis. No primeiro, assume-se que a estrutura debilitada é sujeita a uma réplica, e no segundo, assume-se que a estrutura debilitada perde um elemento de suporte (por efeito de um incêndio ou uma explosão) e de seguida é sujeita a uma réplica. Com isto é possível avaliar o desempenho estrutural com dano e aferir da robustez estrutural considerando as sequências de eventos mencionados.

Assume-se neste estudo que o colapso parcial corresponde à rotura (e conseqüente remoção) de um dos pilares do primeiro piso. Assume-se que as acelerações da réplica e do sismo principal são independentes, que a incerteza nas propriedades da estrutura pode ser desprezada quando comparada com a dos sismos, e que os cenários de dano são numeráveis e independentes do sismo. Assim sendo, a Equação 4.4 pode ser reescrita como:

$$P_R = \sum_{j=1}^{n_{c_p}} \sum_{i=1}^{n_{a_g^{sp}}} P(C_p = c_p^j) \times P(A_g^{sp} = a_g^{sp,i}) \times P(a_g^r > a_g^{r,sp}(a_g^{sp}, c_p^j)) \quad (4.5)$$

onde  $a_g^{r,sp}$  é o valor mínimo da aceleração da réplica que provoca o colapso da estrutura considerando um sismo principal com dada aceleração e um determinado dano, e onde  $C_p$  representa os cenários de dano e  $A_g^{sp}$  os valores da aceleração do sismo principal em foi discretizado o espaço amostral.

Há que considerar dois casos: (i) o colapso ocorre durante o sismo principal; (ii) o colapso ocorre num cenário pós-sismo, devido à ocorrência de uma réplica com intensidade  $a_g^{r,sp}$ .

Para o caso (i) a probabilidade de rotura é dada directamente pelo produto  $P(C_p = c_p^j) \times P(A_g^{sp} = a_g^{sp,i})$ , uma vez que o colapso ocorre independentemente da ocorrência das réplicas. Para o caso (ii) considera-se que há rotura quando a aceleração da réplica,  $a_g^r$ , ultrapassa a aceleração mínima da réplica que provoca colapso, determinada pelo Método da Bissecção, utilizando-se de seguida a Equação 4.5 para determinar a probabilidade de rotura.

Neste trabalho considerou-se que o critério de rotura pode ser dado por: (i) o colapso ocorre quando a convergência do método numérico utilizado para resolver a equação de equilíbrio dinâmico não é atingida, ou (ii) o colapso ocorre quando o deslocamento do topo normalizado pela altura do edifício atinge um valor igual a 4%.

O primeiro critério pode não funcionar em todos os casos, na medida em que a divergência pode não estar associada a uma rotura real, mas apenas a uma não convergência numérica. Por outro lado, também pode acontecer o caso em que na realidade os elementos já colapsaram mas em que modelo numérico não tem contemplado o fenómeno que provocaria o colapso na estrutura real.

Assim, foi testado um critério de colapso igual a 4% do deslocamento do topo normalizado pela altura do edifício que conduz a resultados semelhantes aos obtidos com o outro critério, para os casos analisados. Os resultados apresentados foram obtidos



considerando o critério (ii).

Em geral, é aconselhável a utilização de um critério de colapso específico para o tipo de estrutura e elementos em análise, assim como uma calibração destes critérios com dados experimentais, por exemplo, deformações máximas ou falhas nas ligações.

Como referido anteriormente, a utilização de apenas um acelerograma nesta análise poderia levar a resultados com pouco significado pois, embora o acelerograma possa ser modificado em termos de aceleração máxima à superfície do terreno, ele mantém as suas características em termos de frequências. Para atenuar este facto, construiu-se uma base de dados de acelerogramas reais retirados da base de dados do PEER [43]. O procedimento de análise que aqui se propõe é aplicado utilizando cada um desses acelerogramas. Considerando que todos os sismos a que correspondem os acelerogramas têm igual probabilidade de ocorrer, os resultados finais podem ser obtidos fazendo:

$$P_f = \sum P(f|Sismo^i) \times P(Sismo^i) = \frac{\sum P(f|Sismo^i)}{N_{sismos}} \quad (4.6)$$

Considerando o que foi dito até aqui nesta secção, faz sentido que, a partir deste ponto, a referência a Análise Dinâmica diga respeito ao conjunto da análise dinâmica do sismo principal em conjunto com a análise dinâmica da réplica, considerando que entre ambas foi retirado um dos elementos da estrutura. Para simplificar o processo de análise despreza-se o termo cinemático correspondente à remoção do elemento.

Por último, é de referir que para obter dados referentes à robustez de estruturas nestes cenários poder-se-ia optar por utilizar um método de simulação como o método de Monte Carlo. Para tal poder-se-iam executar um número de Análises Dinâmicas que garanta a obtenção de resultados com significado estatístico. O número elevado de análises era conseguido através da alteração dos acelerogramas utilizados através da geração probabilística da aceleração do sismo principal e réplica, criando um par diferente das duas acelerações em cada análise. Com este procedimento obtém-se o número de vezes em que se verificou o colapso da estrutura, podendo calcular-se a probabilidade de rotura através da divisão desse número pelo número total de análises da sequência sismo-réplica.

O número de iterações necessárias, e o conseqüente tempo de processamento, em conjunto com a pouca informação recolhida no final do Método levaram a que este não fosse seguido, procurando-se um método que em cada iteração, ao invés de obter uma resposta binária, permitisse obter mais informação acerca do comportamento da estrutura, podendo relacionar a tendência de colapso com dados probabilísticos sobre a ocorrência dos eventos sísmicos que a provocam.

### Implementação

Foi criado um programa em MATLAB que consiste na base do método de análise utilizado. A explicação que se segue é referente ao método usado para cada caso de remoção dos pilares da estrutura. Isto é, para a remoção de cada um dos pilares é necessário repetir este procedimento, com as devidas alterações na análise de elementos finitos. No caso de não se considerar a inviabilização de um dos elementos da estrutura, basta ignorar os passos referentes à remoção do elemento, mantendo-se todos os restantes procedimentos.

Na Figura 4.1.a é apresentado um fluxograma geral do programa base. Nesta figura pode observar-se que, além dos acelerogramas correspondentes aos sismos escolhidos, o método tem quatro *inputs*: a distribuição da acção do sismo, a discretização da distribuição

da aceleração do sismo principal, a definição das propriedades da estrutura e o elemento que se pretende remover durante a simulação. O primeiro passo é então, tal como referido, a geração das acelerações do solo correspondentes aos sismos principais que se pretende considerar. De seguida são executadas as Análises Dinâmicas com a utilização do método da bissecção para cada um dos tipos de sismo 1 e 2. Este procedimento é representado na Figura 4.1.b.

Com vista à realização de cada Análise Dinâmica é necessário gerar os acelerogramas do sismo principal e da réplica. Uma vez obtidos os acelerogramas procede-se à análise no programa de elementos finitos utilizado. No Anexo B a descrição do modelo usado na análise de elementos finitos com a descrição de cada passo e a respectiva linha de código. O modelo assenta em 5 passos fundamentais: (1) Construção do modelo de elementos finitos da estrutura (modelo determinístico), (2) aplicação das cargas gravíticas (determinísticas), (3) Análise Dinâmica Não-Linear da Estrutura sujeita ao sismo principal, (4) Remoção do elemento da estrutura pretendido e (5) Análise Dinâmica Não-Linear da estrutura sujeita à réplica no estado de tensão-deformação em que ficou no final de (3) e sem o elemento removido. Ao longo da análise são efectuadas as verificações e guardados os resultados necessários.

Para cada tipo de sismo e para cada valor de aceleração do sismo principal pretende-se calcular qual o valor mínimo da aceleração da réplica que provoca o colapso e avaliar a probabilidade desta ser excedida. É expectável que, para um sismo principal pouco intenso a intensidade da réplica necessária para provocar o colapso seja maior, enquanto que, para um sismo principal forte, com respostas estruturais não-lineares significativas, uma réplica de menor intensidade poderá provocar o colapso mais facilmente. Desta forma, e tal como representado na Figura 4.1.b, para cada valor da aceleração principal, começa-se por se inicializar dois vectores, "*replicas\_colapso*" e "*replicas\_scolapso*", a zeros. De seguida, ajusta-se o acelerograma do sismo principal à região considerada utilizando a aceleração do sismo principal em questão. Uma vez concluídos estes dois passos, procede-se à análise dinâmica do sismo principal, isto é, considerando que a réplica é nula ou inexistente. No caso de ocorrer colapso, a relevância da réplica é nula, uma vez que o edifício já colapsou durante o sismo principal. Logo, no caso de se verificar esta situação, não é necessário prosseguir para o método da bissecção, podendo-se passar de imediato para o próximo valor de aceleração do sismo principal.

Em caso negativo, isto é, se durante o sismo principal não se verificar o colapso da estrutura é necessário determinar qual o valor da aceleração da réplica que provoca o colapso. Para tal, utiliza-se o método da bissecção, que se encontra representado na Figura 4.2.

O Método da bissecção é iniciado através da definição de um intervalo de valores onde se pretende procurar o resultado final. Neste caso, deve definir-se um intervalo em que: i) o valor inferior corresponda a uma aceleração da réplica que não provoque colapso e, ii) o valor superior seja um valor da aceleração da réplica que provoque colapso. Assim, em primeiro lugar, define-se um valor que se espera que não provoque colapso e procede-se a uma Análise Dinâmica da estrutura sujeita ao sismo principal considerado e esta réplica agora definida. No caso de não haver colapso, situação que se espera que venha a acontecer, este valor da aceleração da réplica é guardado como o primeiro valor do vector "*replicas\_scolapso*". No caso de haver colapso, deve voltar a definir-se um valor para aceleração da réplica e voltar a repetir a análise. Este passo termina com a definição do primeiro valor do vector "*replicas\_scolapso*".

De forma semelhante, é necessário definir o primeiro valor do vector "*replicas\_colapso*" como sendo um valor da aceleração da réplica que provoca o colapso da estrutura.

Uma vez definido o intervalo do método, define-se o novo valor da intensidade da réplica como:

$$a_g^{r,i} = \frac{\text{replicas\_colapso}^{i-1} + \text{replicas\_scolapso}^{i-1}}{2} \quad (4.7)$$

De seguida procede-se à Análise Dinâmica considerando este valor como a aceleração da réplica. É de salientar que sempre que se define um novo valor para a aceleração da réplica e se pretende executar uma Análise Dinâmica, é necessário ajustar o acelerograma da réplica à zona em questão utilizando a aceleração em causa.

No caso de se verificar o colapso da estrutura, o valor da aceleração da réplica ocupará a segunda posição no vector "*replicas\_colapso*". Caso contrário, passará a constar na segunda posição do vector "*replicas\_scolapso*". Pode-se agora aferir da proximidade entre os dois valores que figuram nos vectores "*replicas\_scolapso*" e "*replicas\_colapso*". Para tal considera-se que a diferença relativa entre ambos não deve ser superior a 2%. No caso de se verificar tal critério de convergência, o método da bissecção está encerrado e o valor calculado através da Equação 4.7 é o valor da menor aceleração da réplica que provoca o colapso da estrutura. Caso contrário, o método deve continuar para mais uma iteração, calculando agora um novo valor da aceleração da réplica com base na Equação 4.7 e considerando os resultados obtidos na iteração anterior que serviram para actualizar os dois vectores "*replicas\_scolapso*" e "*replicas\_colapso*", traduzindo-se esta actualização na redução do intervalo para metade.

Neste procedimento guardam-se os resultados das Análises Dinâmicas que não resultaram no colapso da estrutura. Assim, no final ficam guardados os resultados da última análise em que não houve colapso antes de se atingir o critério de convergência. Como tal, pode afirmar-se que, apesar das simplificações que se fizeram e do grau de precisão deste método, estes resultados representam a resposta da estrutura à sequência de eventos sísmicos que provoca o seu colapso. Estes resultados podem ser tratados estatisticamente, resultando na previsão de uma resposta média da estrutura a estes eventos.

### 4.3.3 Definição de variáveis aleatórias

Quando se pretende executar uma análise probabilística aplicada à análise sísmica, há vários aspectos a ter em consideração que são substancialmente diferentes das restantes análises probabilísticas executadas no contexto da verificação da segurança em estruturas.

Geralmente, nas distribuições de valores extremos verifica-se a seguinte relação que se representa na Figura 4.3. Nesta Figura representa-se uma função normal com média 10 e desvio-padrão 3, fazendo variar o número de eventos extremos considerados na amostra. Quanto maior o número de eventos, maior será a probabilidade de ocorrência do valor médio, por exemplo para uma distribuição normal. O que significa que a função densidade de probabilidade será muito mais estreita (menor desvio-padrão).

O que acontece no caso da análise sísmica é que, devido à escassez de eventos (com intensidade significativa) a função de probabilidade será muito mais achatada, o que induz uma variabilidade muito grande nos valores esperados.

Como tal, a variação passível de ser considerada numa análise sísmica probabilística é

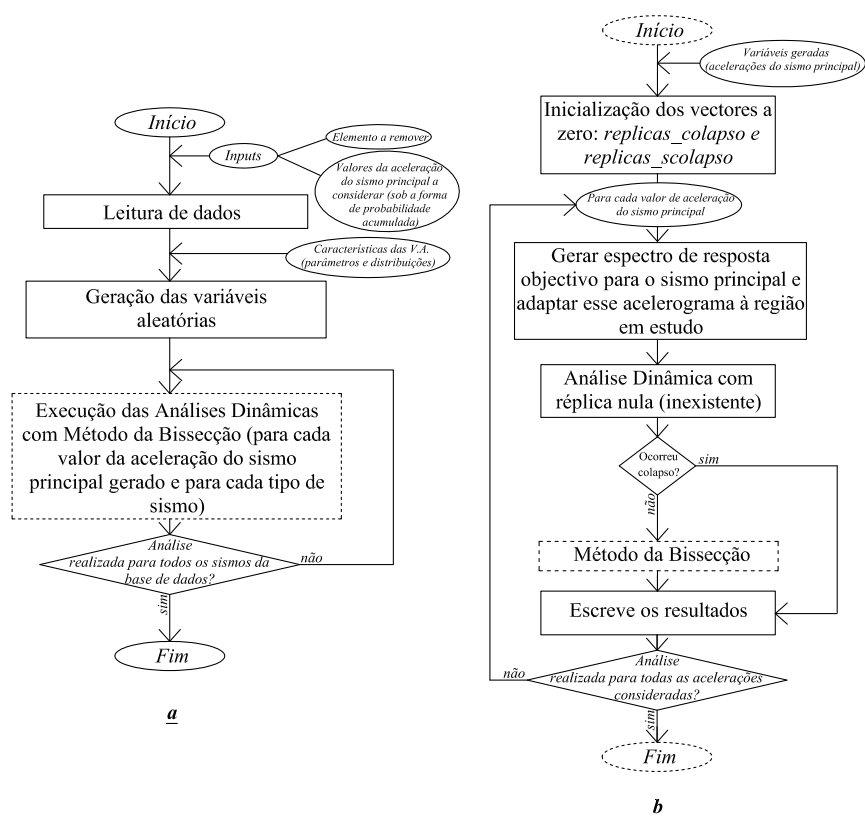


Figura 4.1: Organização do programa desenvolvido: a) programa base; b) procedimento de análise para cada valor da aceleração do sismo principal

condicionada pela acção sísmica. Logo a variabilidade nas Resistências (e.g., propriedades dos materiais) é insignificante quando comparada com a variação das Acções (acção sísmica). Pelo que, neste caso, todos os restantes parâmetros além da acção sísmica são considerados como determinísticos.

Quando se executam análises probabilísticas com outros tipos de acções, esta simplificação não é válida, uma vez que a variabilidade das Resistências pode ser comparável à das Acções.

Tal como referido anteriormente, no procedimento de análise a seguir neste trabalho será necessário executar um grande número de análises dinâmicas com diferentes sismos. Os sismos são gerados através do ajuste de acelerogramas reais retirados da base de dados do PEER. Para tal, é necessário gerar um espectro de resposta em acelerações do local onde se pretende analisar a estrutura, designando-se este espectro por espectro de resposta objectivo. No Anexo A é apresentado o método proposto no EC8 para a determinação do espectro de resposta elástico para as várias zonas sísmicas definidas em Portugal. Como se pode observar a geração do espectro de resposta depende do parâmetro  $a_g$  que representa a aceleração máxima à superfície do terreno. Pelo que, para gerar os diferentes sismos necessários à execução do procedimento de análise é necessário definir probabilisticamente a aceleração máxima à superfície do terreno, centrando neste parâmetro a variabilidade inerente à acção sísmica.

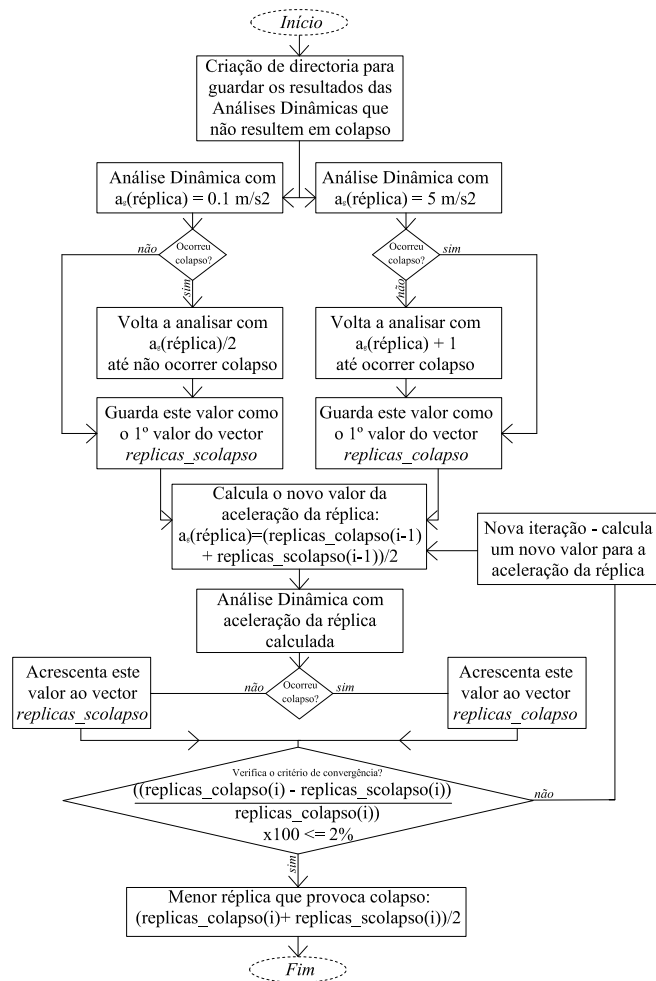


Figura 4.2: Método da bissecção

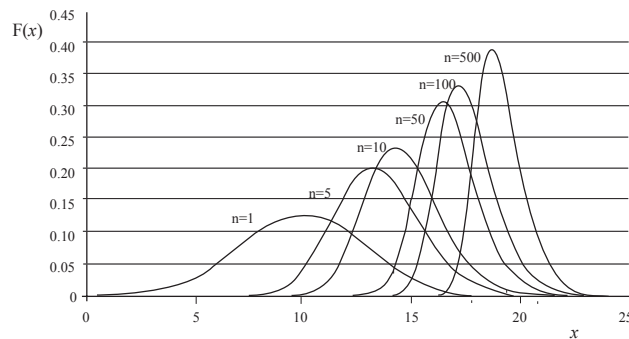


Figura 4.3: Funções normais de densidade de probabilidade de valores extremos. Fonte:[17]

#### 4.3.4 Caracterização probabilística de eventos sísmicos

Neste trabalho faz-se a caracterização probabilística do sismo regulamentar (EC8 [29]), por forma a poder: (i) obter de forma relativamente simples uma distribuição de probabilidade cujos valores são de uso corrente e, (ii) poder tirar ilações sobre o impacto destes eventos na segurança estrutural dos edifícios dimensionados de acordo com o actual regulamento.

Na implementação de uma análise sísmica probabilística é geralmente assumido que as acelerações espectrais seguem uma distribuição log-Normal [31]. No entanto, há situações em que é necessário o conhecimento simultâneo de vários valores da aceleração espectral, por exemplo, respeitantes a diferentes períodos. Esses valores podem ser agrupados naquilo que segundo [31] pode ser designado por vector de intensidades. Nos casos em que é necessário conhecer esse vector é fundamental estudar a distribuição conjunta das várias acelerações.

Quando se querem determinar duas acelerações, correspondentes a dois locais próximos um do outro ou a dois períodos de vibração diferentes, as variáveis consideradas não são independentes. Assim sendo, a consideração da distribuição log-Normal para cada uma delas não conduz, necessariamente, a uma distribuição log-Normal articuladas das duas distribuições correspondentes a cada aceleração pretendida [31].

Usando múltiplos espectros de resposta respeitantes a vários registos sísmicos reais, foram feitos em [31] estudos estatísticos que comprovam a validade da consideração das distribuições log-Normal para as várias intensidades sísmicas a determinar.

O espectro de resposta pode ser calculado em função de  $a_g$  utilizando as expressões do Anexo A. Tendo em consideração que as acelerações espectrais podem ser bem descritas por uma função log-Normal, e que nas expressões do Anexo A cada valor espectral é dado por uma expressão do tipo  $S_e(T) = a_g \times C^{te}$ , pode afirmar-se que a variável aleatória  $a_g$  pode ser bem descrita por uma distribuição log-Normal.

Neste método assume-se que não há relação entre os valores espectrais para os vários períodos. Tal como referido acima, isto não é verdade, pelo menos nos locais mais próximos do epicentro. Segundo [31] a correlação entre os vários valores espectrais é bem descrita por uma distribuição log-Normal.

Desprezando esta relação, pode-se determinar a aceleração espectral em cada ponto de modo independente. Pelo que, para gerar o espectro de resposta objectivo basta: i) gerar o valor da aceleração máxima à superfície do terreno  $a_g$  que, neste trabalho se designa por aceleração do sismo principal ou aceleração da réplica consoante seja utilizada para o ajuste de um acelerograma utilizado como sismo principal ou réplica, respectivamente; ii) calcular a aceleração espectral num número de pontos que permita traçar o espectro de resposta respectivo, utilizando as expressões do Anexo A.

Considerando que a aceleração máxima à superfície do terreno tem distribuição log-Normal, interessa determinar os seus parâmetros para se poder proceder à determinação da probabilidade de ocorrência de cada valor de aceleração.

No EC8 são definidos dois períodos de retorno associados à verificação de não colapso e de limitação de dano. As probabilidades de excedência de cada são directamente retirados do Anexo Nacional do regulamento, enquanto que a relação entre as acelerações do terreno para os dois estados limite é retirada da secção 4.4.3.2(2) do EC8.

Assim sendo, é possível ajustar uma distribuição log-Normal que, cumprindo os requisitos do regulamento, defina a distribuição de probabilidades da aceleração de um sismo máxima à superfície do terreno no período de 50 anos.

## 1) ELU

A acção sísmica de cálculo é associada a uma probabilidade de excedência de  $P_R = 10\%$  em 50 anos ou a um período de retorno de  $T_R = 475$  anos.

## 2) ELUt

Acção sísmica a considerar tem uma probabilidade de excedência de  $P_{DR}^{10 \text{ anos}} = 10\%$  e um período de retorno de  $T_{DR} = 95$  anos.

O valor da probabilidade de excedência,  $P_R$ , em  $T_L$  anos relaciona-se com o período de retorno médio,  $T_R$ , através da expressão:

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad (4.8)$$

Assim, se  $T_L=50$  anos, para os ELU a probabilidade da acção sísmica ser excedida é 10% (o que corresponde a um período de retorno de 475 anos). Pode-se determinar a probabilidade da acção sísmica ser excedida no caso do período de retorno ser 95 anos (ELUt):

$$T_{DR} = 95 \text{anos} = -50 \times \frac{1}{\ln(1 - P_{DR}^{10 \text{ anos}})} \Rightarrow P_{DR}^{10 \text{ anos}} = 0,409 = 40,9\% \quad (4.9)$$

Portanto tem-se:

Tabela 4.1: Características da acção sísmica para ELU e ELUt para o mesmo  $T_L$

ELU	ELUt
$T_L = 50$ anos	$T_L = 50$ anos
$P_R = 10\%$	$P_{DR} = 40,9\%$
$T_R = 475$ anos	$T_{DR} = 95$ anos

Para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3 (Lisboa), as acelerações do solo e a relação entre as acelerações são as apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Acelerações do terreno nas zonas 1.3 e 2.3

	ELU ( $m/s^2$ )	Coefficiente de redução ( $\nu$ )	ELUt ( $m/s^2$ )
Sismo Tipo 1	1.5	0.40	$1.5 \times 0.4 = 0.6$
Sismo Tipo 2	1.7	0.55	$1.7 \times 0.55 = 0.935$

Assim tem-se:

## 1) Para Sismo tipo 1

$$\begin{cases} a_g^{ELU,1} = 1.5m/s^2 & \text{com } P_R = 10\% \\ a_g^{ELUt,1} = 0.6m/s^2 & \text{com } P_{DR} = 40.9\% \end{cases}$$

## 2) Para Sismo tipo 2

$$\begin{cases} a_g^{ELU,1} = 1.7m/s^2 & \text{com } P_R = 10\% \\ a_g^{ELUt,1} = 0.935m/s^2 & \text{com } P_{DR} = 40.9\% \end{cases}$$

Logo:

$$\begin{cases} 1 - F_{a,1}(a_g^{ELU,1}) = 0.10 \\ 1 - F_{a,1}(a_g^{ELUt,1}) = 0.409 \end{cases} \quad (4.10)$$

$$\begin{cases} 1 - F_{a,2}(a_g^{ELU,2}) = 0.10 \\ 1 - F_{a,2}(a_g^{ELUt,2}) = 0.409 \end{cases} \quad (4.11)$$

Considerando os dois sistemas de requisitos nas Equações 4.10 e 4.11, os parâmetros das distribuições da aceleração máxima de um sismo no período de 50 anos, para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3 e para os dois tipos de sismo regulamentares, são os que se apresentam na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Parâmetros das distribuições log-Normal consideradas para as acelerações do terreno

	Parâmetros
Sismo Tipo 1	$\lambda = -0.7096$ ; $\xi = 0.868$
Sismo Tipo 2	$\lambda = -0.1986$ ; $\xi = 0.5698$

Na Figura 4.4 representam-se as distribuições de probabilidade das duas acelerações do terreno. Na Figura 4.5 representa-se a distribuição acumulada da aceleração correspondente ao sismo tipo 1. A tracejado pretende-se ilustrar os dois pares de valores que constituíram o sistema de equações que deu origem aos parâmetros da distribuição.

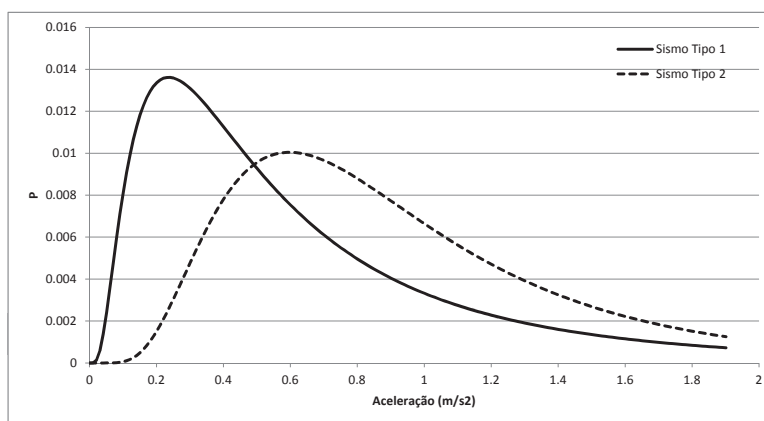


Figura 4.4: Distribuições de probabilidade da aceleração regulamentar (EC8) do terreno para ações sísmicas tipo 1 e 2



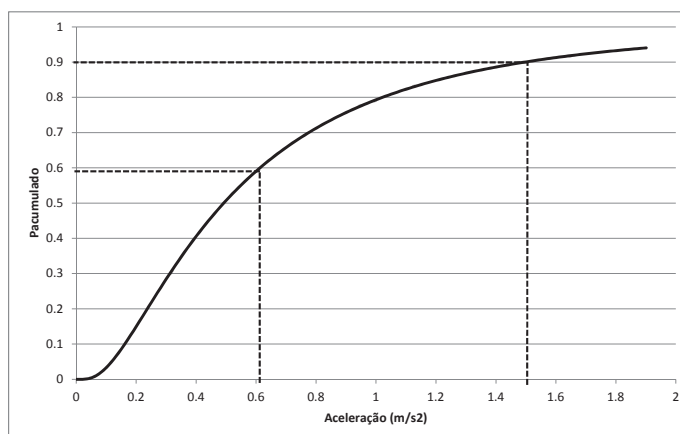


Figura 4.5: Distribuições de probabilidade acumulada da aceleração regulamentar (EC8) do terreno para acção sísmica tipo 1

#### 4.3.5 Ajuste de acelerogramas

Têm sido propostos vários métodos para compatibilizar acelerogramas (normalmente correspondentes a sismos reais) utilizando os espectros de resposta propostos nos regulamentos [3]. Na bibliografia consultada são apresentadas duas propostas para a geração e ajuste de acelerogramas:

1. Geração de acelerogramas artificiais a partir do espectro de potência [25]
2. Geração de acelerogramas adaptados a partir de registos reais usando o software *WavGen* (*wavlet-based approach*) [39, 40]

O primeiro método, descrito em [25], consiste em admitir que é possível, através da sobreposição de séries harmónicas, representar um acelerograma. Demonstra-se que, para gerar um sinal artificial, estacionário, basta dividir o espectro de potência num número elevado de bandas. A cada uma destas bandas é associado o valor do espectro de potência da frequência central da banda. Assim, calcula-se a amplitude associada a cada harmónica com a frequência central de cada banda. A série final corresponde à sobreposição de todas as harmónicas, associando a cada uma um ângulo de fase  $\phi_K$ , gerado aleatoriamente com distribuição uniforme entre 0 e  $2\pi$ .

Este procedimento é bastante prático e pode ser sistematizado gerando vários acelerogramas com relativa eficiência. A principal dificuldade assenta na determinação do espectro de potência.

Por outro lado, o segundo método permite compatibilizar acelerogramas reais, correspondentes a um qualquer sismo (por exemplo, os sismos que constituem a base de dados do PEER), utilizando um espectro de resposta, que se designa por espectro de resposta objectivo. Recorre-se ao programa *WavGen* [39]. Neste caso utiliza-se o espectro de resposta elástico do EC8 para a zona de Lisboa como espectro objectivo, transformando os acelerogramas originais em acelerogramas com características em termos de frequência e amplitude compatíveis com o prescrito no espectro de resposta regulamentar.

Tendo como base um sismo real, pode afirmar-se que este segundo método é mais realista do que o primeiro, uma vez que na geração de acelerogramas através do espectro de potência o acelerograma era uma combinação de funções harmónicas. Desta forma, consideram-se características intrínsecas aos próprios acelerogramas reais que dificilmente se conseguiria obter na simulação com base na combinação de funções harmónicas.

O programa WavGen, usado para gerar acelerogramas compatíveis, baseia-se na transformada "wavelet". A ideia-chave é criar um processo iterativo de forma a modificar um determinado acelerograma de modo a que as variações temporais na frequência se mantenham do original para o compatibilizado [40].

O processo iterativo pode ser descrito como:

1. Decompor o acelerograma original num conjunto de "time-histories" com frequências diferentes utilizando a transformada "wavelet"
2. Cada "time-history" é ajustado, de forma iterativa, ao espectro de resposta objectivo definido, de modo a que o acelerograma conjunto seja compatível com o espectro de resposta
3. Obtenção do acelerograma final

Existem vários métodos para gerar acelerogramas compatíveis com determinado espectro de resposta. No entanto, a maior parte deles não contabiliza as variações, ao longo do tempo, da frequência do sismo (devidas aos diferentes tipos de ondas que chegam ao local de registo e à dispersão dessas mesmas ondas).

Foi também demonstrado que sistemas com resposta não-linear têm um comportamento bastante sensível às variações da frequência do sismo.

De seguida apresenta-se a formulação que está na base do programa WavGen e que pode também ser consultada em [40].

Se  $f(t)$  for uma função que pertença ao espaço  $\mathfrak{R}$ , espaço de todas as funções de energia finitas, satisfaz a condição:

$$\int |f(t)|^2 dt < \infty \quad (4.12)$$

então pode ser decomposta em coeficientes "wavelet" e ser reescrita usando a transformada "wavelet", tal como descrito em [40].

Segundo [4],  $f(t)$  pode ser decomposta em N "time-histories":

$$f(t) = \sum_{j=1}^N f_j(t) \quad (4.13)$$

Tal que  $f_j(t)$  tenha determinada frequência (que não se repete em nenhuma outra), de forma a que as N "time-histories" cubram todas as frequências de  $\omega_{min}$  a  $\omega_{max}$ .  $f_j(t)$  pode ser escrita como:

$$f_j(t) = \frac{K \Delta b}{a_j} \times \sum_i W_\psi f(a_j; b_i) \psi \left( \frac{t - b_i}{a_j} \right) \quad (4.14)$$

onde:

$$\psi(t) = \frac{1}{\pi \sqrt{\sigma - 1}} \times \frac{\text{sen}(\sigma \pi t) - \text{sen}(\pi t)}{t} \quad (4.15)$$

com  $\sigma = 2^{1/4}$  é a "wavelet" principal ou função base;  $a_j = 2^{j/4}$  e  $b_i = (i - 1)\Delta b$  são parâmetros de escala e variação e:

$$W_\psi(a_j; b_i) = \frac{1}{\sqrt{a_j}} \int_0^T f(t) \psi\left(\frac{t - b_i}{a_j}\right) dt \quad (4.16)$$

é o coeficiente "wavelet" para os parâmetros  $(a_j; b_i)$ . Além disso:

$$K = \frac{1}{4\pi C_\psi} \left( \sigma - \frac{1}{\sigma} \right) \quad (4.17)$$

e:

$$C_\psi = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{|\hat{\psi}(\omega)|^2}{|\omega|} d\omega \quad (4.18)$$

onde:

$$\hat{\psi}(\omega) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} \psi(t) e^{-i\omega t} dt \quad (4.19)$$

é a transformada de Fourier da função base  $\psi(t)$ . O valor de  $\Delta b$  é 0,02s.

Na Equação 4.13, no  $j$ -ésimo ponto,  $f_j(t)$  tem energia no período  $\left(\frac{2a_j}{\sigma}; 2a_j\right)$ .

Ao modificar um dos "time-history", de forma a atingir o valor espectral objectivo para a frequência respectiva, está-se também a afectar os valores espectrais para outras frequências [40]. Como tal, os autores desenvolveram um esquema iterativo no qual cada registo é escalado de forma a atingir o valor médio do espectro de resposta para a frequência/período respectivo. Assim, na  $i$ -ésima iteração tem-se:

$$f_j^{(i+1)}(t) = f_j^{(i)}(t) \times \frac{\int_{2a_j/\sigma}^{2a_j} [PSA(T)]_{objectivo} dT}{\int_{2a_j/\sigma}^{2a_j} [PSA^{(i)}(T)]_{calculado} dT} \quad (4.20)$$

onde  $[PSA(T)]_{objectivo}$  é o valor espectral objectivo no período  $T$  e  $[PSA^{(i)}(T)]_{calculado}$  é a aceleração espectral calculada por:

$$f^i(t) = \sum_{j=1}^N f_j^{(i)}(t) \quad (4.21)$$

através da integração da equação do movimento de um oscilador de período  $T$ .

O programa WavGen [39] requer os seguintes ficheiros para poder processar a compatibilização do acelerograma:

- Acelerograma
- Ficheiro com valores dos períodos onde se vai especificar a aceleração espectral
- Espectro de resposta objectivo em acelerações

Depois de processar, o programa produz um ficheiro que contém o acelerograma compatibilizado à zona pretendida. O ajuste é feito com o espectro de resposta em acelerações. O ideal talvez fosse aproximar ao mesmo tempo o espectro de deslocamentos e de velocidades. No entanto, este *software* produz resultados razoáveis no ajuste destes a partir do espectro de acelerações.

Na Figura 4.6 apresenta-se o sismo de Northridge real e o mesmo sismo mas agora compatibilizado para a região de Lisboa, usando o programa WavGen com: aceleração do solo de  $2m/s^2$  e sismo tipo 1.

Na Figura 4.8 apresenta-se o conteúdo de frequências, obtidos através da FFT, desse mesmo sismo antes e depois de ser compatibilizado. Pode observar-se que as bandas de frequências elevadas passaram a ter maior relevância, nomeadamente, a partir de 10Hz. No entanto, as frequências preponderantes mantiveram-se inalteradas.

Na Figura 4.7 apresenta-se a comparação dos espectros de resposta em acelerações e deslocamentos do acelerograma do sismo de Northridge após a sua compatibilização ao sismo regulamentar do EC8 para uma aceleração do solo de  $2m/s^2$  e sismo tipo 1.

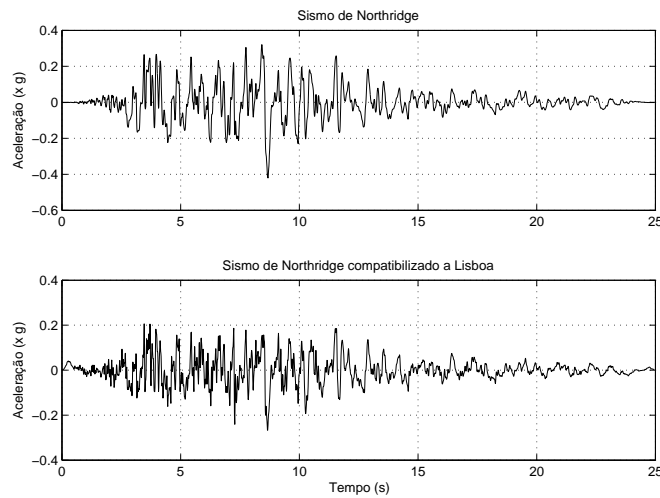


Figura 4.6: Comparação entre o sismo de Northridge (acelerograma real) e o acelerograma compatibilizado à zona de Lisboa para uma aceleração do terreno de  $2m/s^2$  e sismo tipo 1

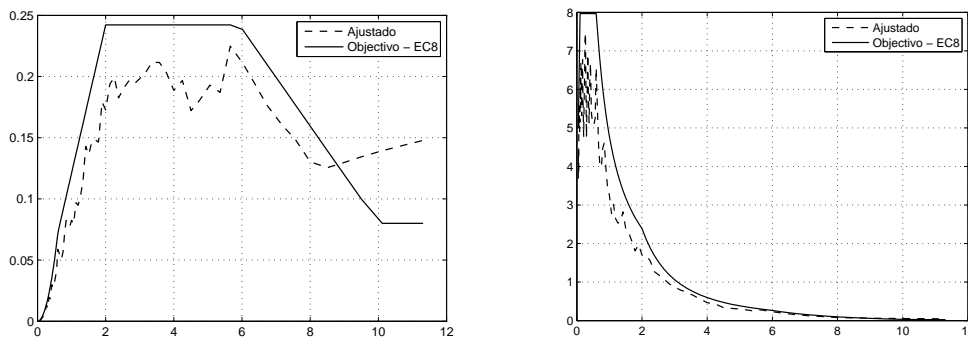


Figura 4.7: Espectros de resposta, em deslocamentos (esquerda) e em acelerações (direita), do acelerograma do sismo de Northridge depois de ser compatibilizado ao espectro de resposta regulamentar para uma aceleração do terreno de  $2m/s^2$  e sismo tipo 1

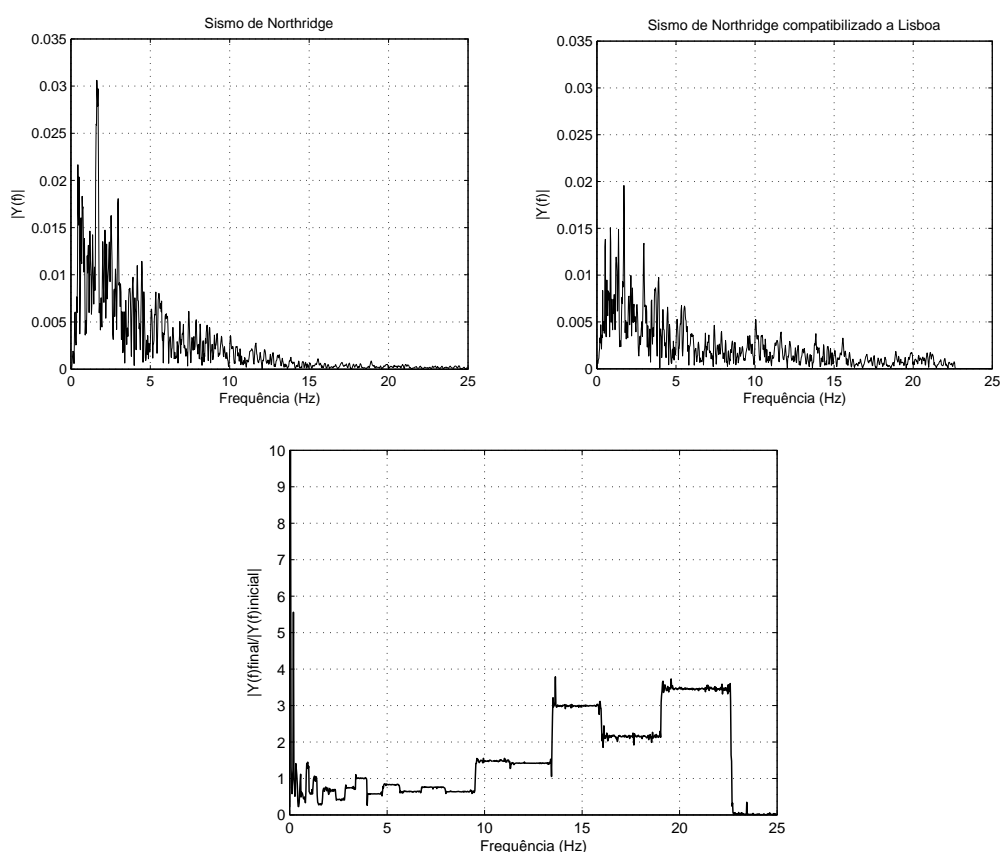


Figura 4.8: Comparação do conteúdo de frequências do sismo de Northridge (acelerograma real) e o acelerograma compatibilizado à zona de Lisboa para uma aceleração do terreno de  $2m/s^2$  e sismo tipo 1

## 4.4 Conclusões

Neste capítulo foi apresentada uma formulação para a análise da segurança estrutural em cenários pós-sismo. Começou por se fazer uma breve introdução sobre os eventos que geralmente sucedem a um sismo de elevada magnitude, nomeadamente a importância das réplicas.

As réplicas, ainda que usualmente menos intensas que o sismo principal têm, não poucas vezes consequências mais graves que o próprio sismo. Este facto deve-se ao estado debilitado das estruturas após a ocorrência do abalo principal. Desta forma, é fundamental desenvolver métodos de análise estrutural que consigam prever o estado das estruturas após o sismo principal, com as alterações que daí resultaram no comportamento das mesmas, e que sejam capazes de aferir da sua segurança nesse período considerando os eventos secundários que se seguem ao sismo principal (e.g., incêndios, explosões e/ou réplicas).

Apresenta-se em primeiro lugar a abordagem do PEER [57] que tem resultado no desenvolvimento de uma metodologia designada de *Aftershock Performance-Based Earthquake Engineering*. De seguida apresenta-se a formulação desenvolvida neste trabalho. Esta formulação engloba a ocorrência de três eventos. O primeiro é a ocorrência de um sismo principal com determinada aceleração máxima do terreno, o segundo a

ocorrência de um dano localizado na estrutura como consequência de um incêndio ou explosão e, por último, a ocorrência de uma réplica com determinada aceleração do terreno. Desenvolve-se uma equação que permite o cálculo da probabilidade de rotura total considerando estes cenários. Esta equação permite que o colapso, a acontecer, ocorra em três etapas distintas. Pode, por um lado, ocorrer durante o sismo principal, por outro lado, pode ocorrer após o sismo principal, como resultado do colapso parcial de um dos seus elementos. Ou, por último, pode ocorrer num cenário pós-sismo, devido à ocorrência de uma réplica.

Define-se os valores da aceleração do sismo principal recorrendo a amostragem estratificada. Os valores da aceleração da réplica que provoca o colapso são calculados recorrendo ao método da bissecção e considera-se que o dano localizado pode ser simulado através da remoção de um dos elementos estruturais. Além disso, considera-se que o sismo principal e a réplica são acontecimentos independentes, que a variabilidade nas propriedades da estrutura são desprezáveis quando comparadas com as acções, neste caso a acção sísmica e que os cenários de dano são numeráveis e independentes do sismo.

Assim a simulação é executada de duas formas distintas, primeiro considera-se a possibilidade de após o sismo principal poder ocorrer uma réplica ou, por outro lado, depois do sismo principal pode ocorrer um incêndio que danifique elementos estruturais e subsequentemente ocorrer uma réplica.

Com as considerações deste trabalho, desenvolve-se uma equação que permite o cálculo da probabilidade de rotura total nos diferentes cenários.

Procede-se à definição probabilística da aceleração sísmica. A aceleração máxima à superfície do terreno é tomada como variável aleatória. Utilizam-se acelerogramas reais descritos na base de dados do PEER [43] devidamente compatibilizados à região onde se encontra a estrutura. É descrito o método de compatibilização de acelerogramas usado neste trabalho.

A implementação é feita em MATLAB. Apresenta-se a descrição do programa e alguns fluxogramas explicativos.

## Capítulo 5

# Exemplo de Aplicação

### 5.1 Introdução

Neste capítulo aplica-se a metodologia desenvolvida a um caso de estudo que consiste numa estrutura metálica porticada dimensionada de acordo com o EC3 [28] e EC8 [29] para a região de Lisboa.

Procede-se a uma definição probabilística da acção sísmica principal e da réplica. São realizadas no OpenSees um número suficiente de análises física e geometricamente não lineares que permitam a obtenção de resultados com relevância estatística e consequente informação sobre a robustez estrutural.

Tal como referido, os valores da aceleração do sismo principal a considerar são definidos recorrendo a amostragem estratificada.

É gerado um vector com valores da probabilidade acumulada, sendo posteriormente convertidos em valores das acelerações do terreno do sismo principal. Assim para os sismos tipo 1 e 2 os valores da probabilidade acumulada e respectivos valores de aceleração são apresentados na Tabela 5.1.

Os valores das acelerações foram obtidos através das funções de probabilidade calculadas anteriormente com distribuição log-Normal.

Uma vez definida a amostragem dos valores da aceleração do sismo principal, a soma das probabilidades de ocorrência de todos os valores considerados na amostragem das acelerações do sismo principal, para cada tipo de sismo, deve ser igual à unidade. Atente-se à Figura 5.1 onde se representam as probabilidades de ocorrência de cada uma das acelerações. As acelerações estão assinaladas a traço interrompido e as diferentes cores pretendem representar as áreas de influência de cada aceleração, ou seja, a sua probabilidade de ocorrência.

### 5.2 Estrutura em estudo

#### 5.2.1 Caracterização e modelação da estrutura

A estrutura a que se propõe aplicar o método apresentado neste trabalho, assim como o respectivo modelo de elementos finitos, é a que se apresenta na Figura 5.2.

No dimensionamento da estrutura seguiram-se os Eurocódigos 3 [28] e 8 [29], cujos princípios gerais são apresentados no Anexo A. Considerou-se que a estrutura se localiza

Tabela 5.1: Valores da acelerações do sismo principal

Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2	
$P(a_g^{sp} \leq X)$	$a_g^{sp} (m/s^2)$	$P(a_g^{sp} \leq X)$	$a_g^{sp} (m/s^2)$
0.01	0.065	0.01	0.218
0.11	0.170	0.31	0.618
0.21	0.244	0.61	0.961
0.31	0.320	0.91	1.760
0.41	0.404	0.96	2.223
0.51	0.503	0.966	2.319
0.61	0.627	0.972	2.436
0.71	0.795	0.978	2.583
0.81	1.054	0.984	2.782
0.91	1.575	0.99	3.086
0.92	1.666	0.991	3.156
0.93	1.771	0.993	3.325
0.94	1.897	0.995	3.557
0.95	2.051	0.997	3.924
0.96	2.248	0.999	4.769
0.97	2.517	0.9999	6.824
0.98	2.925	0.99993	7.179
0.99	3.706	0.99996	7.759
0.9999	12.416	0.99999	9.313

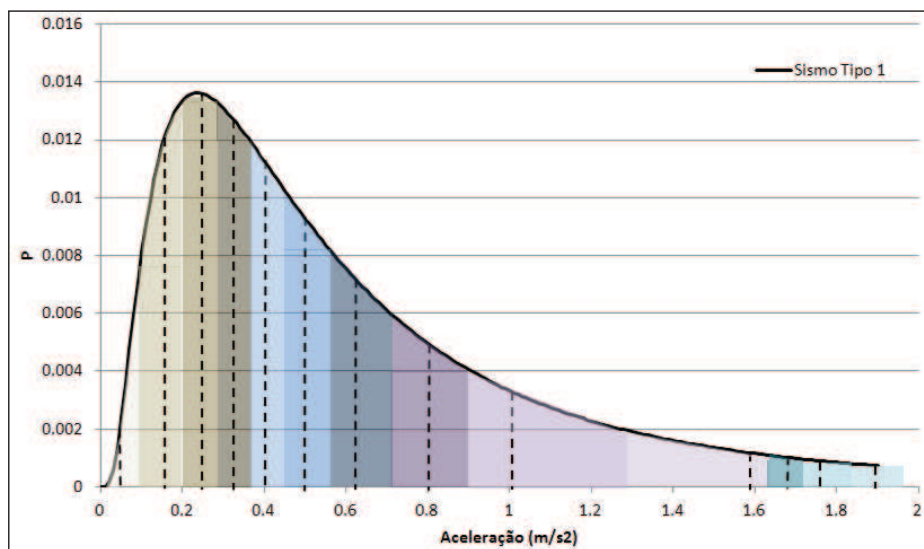


Figura 5.1: Acelerações consideradas e respectivas áreas de influência no gráfico da função densidade de probabilidade para o sismo tipo 1



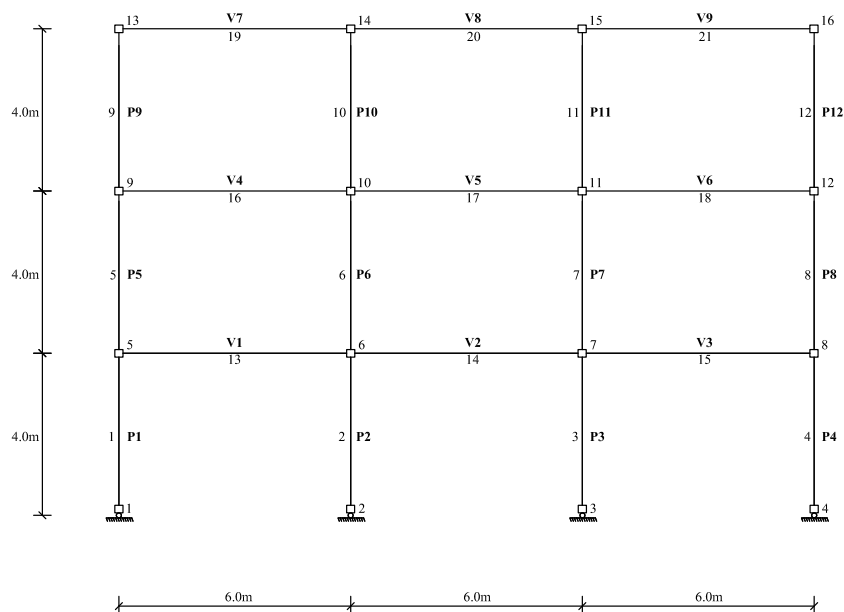


Figura 5.2: Pórtico metálico

em Lisboa (Zona Sísmica 1.3 ou 2.3), o coeficiente de amortecimento,  $\xi$ , é de 2%, o coeficiente de comportamento é 3.0, o terreno Tipo A e classe de importância II ( $\gamma_I = 1, 0$ ).

A estrutura foi dimensionada através de uma análise dinâmica linear com espectros de resposta utilizando o coeficiente de comportamento definido. As sobrecargas consideradas são descritas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Utilizações e sobrecargas dos pisos da estrutura

Piso	Utilização	Sobrecarga ( $kN/m^2$ )	Sobrecarga/m (kN/m)	Coefficiente de redução $\Psi_2$
1	Zona de armazenamento (Categoria E1)	7,5	37,5	0,8
2	Locais de reunião (Categoria C1)	3,0	15	0,6
3 (Cobertura)	Cobertura acessível (Categoria A)	4,0	20	0,3

Seguindo os critérios definidos no EC3 [28] e EC8 [29], resulta que a estrutura pode ser construída utilizando perfis IPE330, quer nas vigas quer nas colunas, em aço S355.

Para a execução do procedimento de análise dinâmica não-linear apresentado é necessário modelar a estrutura de outra forma, recorrendo a elementos finitos não-lineares.

Assim, foi construído um modelo bidimensional de elementos finitos não-linear, recorrendo ao software OpenSees [35].

A estrutura é modelada utilizando, para os pilares, elementos finitos de plasticidade semi-concentrada. As vigas são modeladas com elementos finitos elásticos lineares.

A opção por elementos finitos de plasticidade semi-concentrada é tomada depois de

se concluir, no Capítulo 3, que a utilização de elementos de plasticidade distribuída ou de plasticidade semi-concentrada conduz a resultados semelhantes, desde que o comprimento da zona não-linear dos elementos nos modelos de plasticidade semi-concentrada seja ajustado à realidade. Assim sendo, e uma vez que a utilização destes conduz a um esforço computacional significativamente menor, optou-se pela sua aplicação neste trabalho.

Na análise de estruturas metálicas, é comum a adopção de um comportamento elasto-plástico com endurecimento. No entanto, quando há alterações nos valores das tensões de cedência, quando é alterado o sentido da solicitação, o efeito de Bauschinger deve ser tido em conta e deve utilizar-se, por exemplo, o modelo de Menegotto-Pinto [37] que inclui endurecimento cinemático e isotrópico. Neste estudo, onde se faz uso do programa de cálculo OpenSees, utiliza-se o modelo do *Steel02* que corresponde a uma adaptação do modelo de Menegotto-Pinto.

O cálculo do comprimento da rótula plástica a definir nos pilares, assim como o modelo de comportamento do aço são descritos na Secção 3.5. O critério de colapso corresponde a um deslocamento do topo normalizado pela altura do edifício de 4% (48cm).

A definição do amortecimento é feita de acordo com o exposto na Secção 3.3.3. É de referir que numa análise não-linear, a definição do 1º modo de vibração é apenas uma referência, uma vez que quando a estrutura entra em cedência passa a ter um 1º modo de vibração com um período diferente (mais longo) e, conseqüentemente, o amortecimento é diferente. Portanto interessa definir uma curva de amortecimento onde, embora o amortecimento seja diferente entre modos para as 2 análises a efectuar, é definido um limite superior de referência do amortecimento da estrutura, diga-se de 2%.

Assim sendo, é necessário definir no OpenSees o amortecimento de modo a que:

- durante a Análise Dinâmica correspondente ao sismo principal o amortecimento seja inferior a 2%
- durante a Análise Dinâmica correspondente à réplica o amortecimento seja superior ao anterior e esteja próximo dos 2%

Assim optou-se por definir o coeficiente de amortecimento de  $\xi=2\%$  para 2 modos de vibração onde, o primeiro tem frequência de vibração correspondente a um limite superior do período de vibração da estrutura:  $T_i = 1.5 \times T_1$ , onde  $T_1$  é o período de vibração da estrutura depois de ter sido submetida a um sismo intenso que provoque a cedência dos seus elementos. Desta forma tem-se em consideração que o período do primeiro modo ficará mais longo durante a 2ª análise. O segundo é um modo com frequência de vibração elevada, como seja o 6º modo.

### 5.3 Escolha dos acelerogramas reais a utilizar na análise

Neste trabalho utilizam-se acelerogramas de sismos reais registados na base de dados do PEER [43] devidamente compatibilizados, de forma a terem amplitude e conteúdo de frequências semelhante ao sismo regulamentar (EC8) em Lisboa.

Os critérios de selecção dos sismos são a distância ao epicentro (desde a estação de registo) ser superior a 100km (para simular sismos ocorridos longe de Lisboa, por exemplo, na falha de Gorringe), o valor médio de propagação de ondas S nos 30m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a  $10^{-5}$ ,  $v_{s,30}$ , de preferência

o mais próximo possível de 800m/s que, segundo o EC8, corresponde a terreno tipo A e Magnitudes superiores a 6.0.

Na Tabela 5.3 apresentam-se os sismos seleccionados da base de dados do PEER e as suas principais características.

Tabela 5.3: Sismos reais seleccionados da base de dados do PEER

	Registo	Estação	Referência	Magnitude	Distância ao Epicentro (km)	$v_{s,30}$ (cm/s)	PGA (g)
S1	Loma Prieta,1989	Point Bonita	NGA-0789	6,93	83	1316	0,071
S2	Landers,1992	Duarte-Mel/Canyon Rd.	NGA-0852	7,28	126	446	0,0274
S3	Borrego Mtn,1968	San Onofre - So Carl Edison	NGA-0040	6,63	129	443	0,045
S4	San Fernando,1971	Isabella Dam (Aux Abut)	NGA-0067	6,61	131	685	0,006
S5	Northridge,1994	San Jacinto, CDF Fire Sta.	NGA-1071	6,69	148	271	0,081
S6	Kobe,Japan,1995	TOT	NGA-1117	6,90	120	609	0,075
S7	Duzce,Turkey,1999	Arcelik	NGA-1600	7,14	131	523	0,008
S8	Kocaeli,Turkey,1999	Tekirdag	NGA-1172	7,51	165	660	0,035
S9	Tabas,Iran,1978	Dayhook	NGA-0142	7,4	164,5	660	0,034
S10	Chi-Chi,Taiwan,1999	KAV081	NGA-1393	7,62	162	256	0,02

Tal como referido no Capítulo 4 o ajuste dos acelerogramas é feito com recurso ao espectro de resposta de acelerações regulamentar (EC8). Nas Figuras 5.3 a 5.7 apresentam-se gráficos que comparam o espectro de resposta regulamentar de acelerações e deslocamentos (espectros objectivo), obtidos considerando uma aceleração do terreno de  $1.5m/s^2$ , e os espectros que se obtêm a partir dos acelerogramas considerados depois de estes terem sido ajustados com o programa WavGen utilizando o espectro de acelerações objetivo referido. Estes espectros foram obtidos considerando o sismo regulamentar de tipo 1. Para a análise do sismo tipo 2 obtiveram-se acelerogramas com configuração ligeiramente diferente (ver Anexo A).

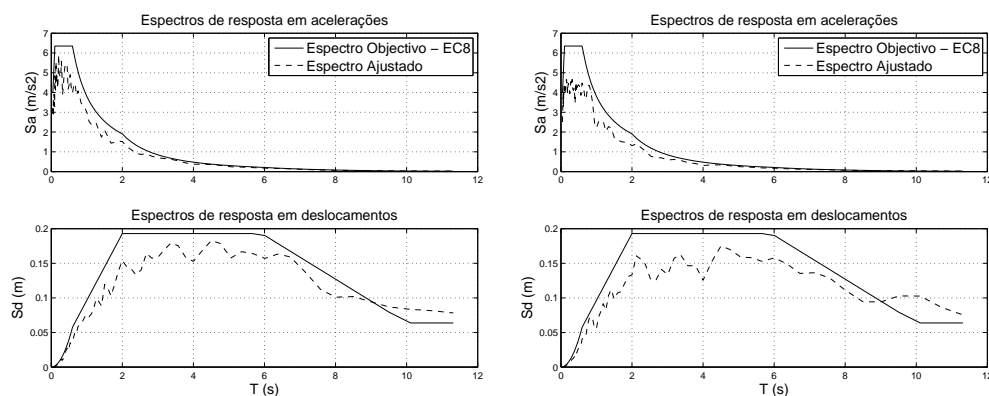


Figura 5.3: Comparação entre os espectros objectivo e os espectros obtidos a partir dos acelerogramas ajustados para os sismos NGA-0040 (esq.) e NGA-0067 (dir.)

Na Figura 5.8 apresenta-se a comparação entre o espectro de resposta elástica do Anexo Nacional do EC8 (espectro objectivo) e o espectro médio obtido para os dez

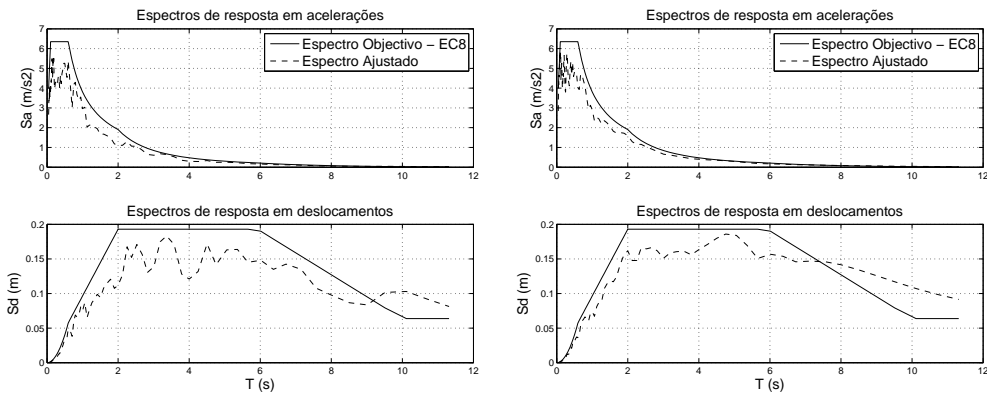


Figura 5.4: Comparação entre os espectros objectivo e os espectros obtidos a partir dos acelerogramas ajustados para os sismos NGA-0142 (esq.) e NGA-0789 (dir.)

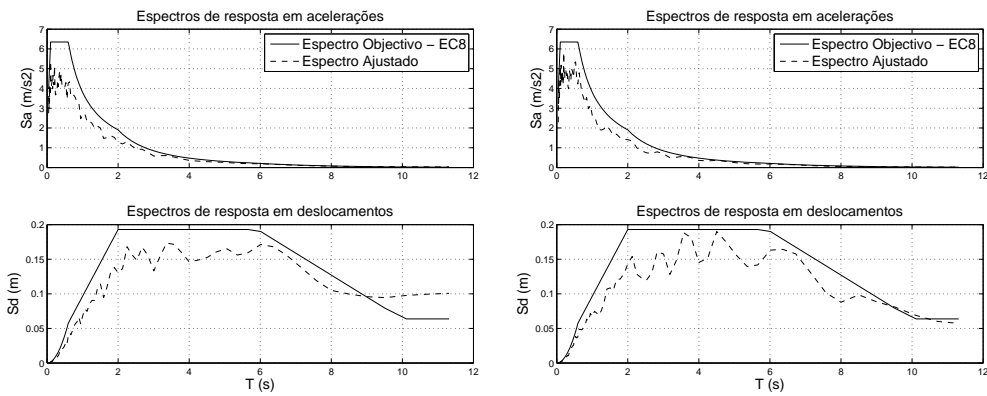


Figura 5.5: Comparação entre os espectros objectivo e os espectros obtidos a partir dos acelerogramas ajustados para os sismos NGA-0852 (esq.) e NGA-1071 (dir.)

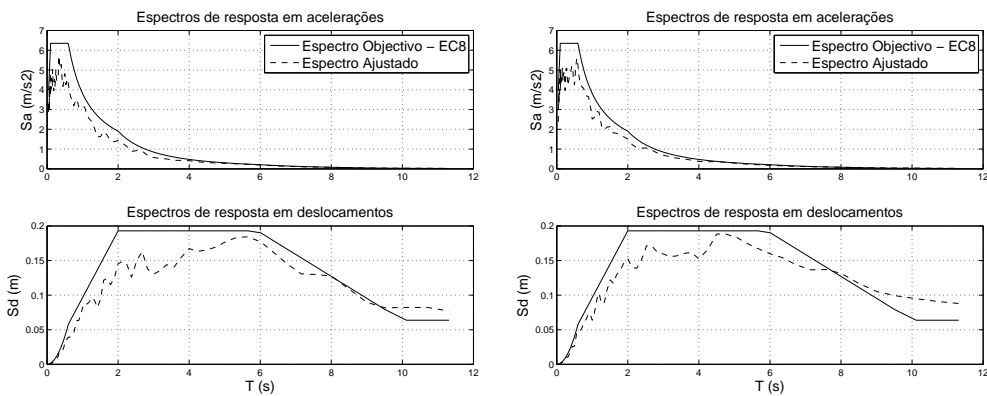


Figura 5.6: Comparação entre os espectros objectivo e os espectros obtidos a partir dos acelerogramas ajustados para os sismos NGA-1117 (esq.) e NGA-1172 (dir.)

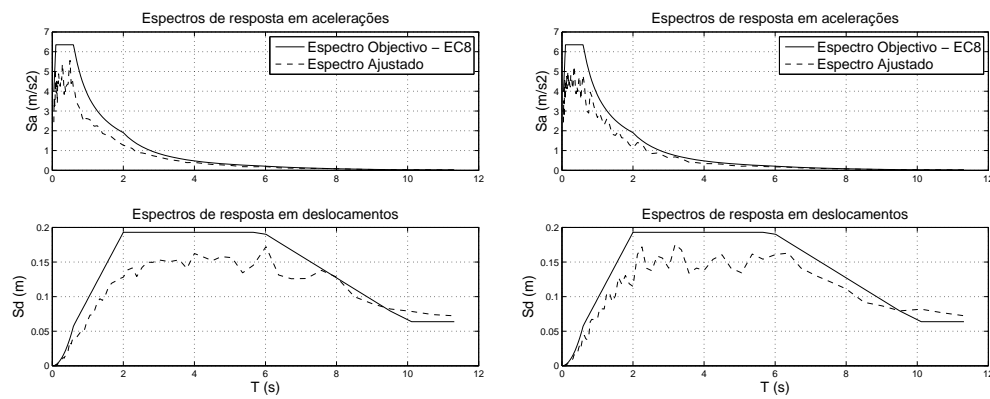


Figura 5.7: Comparação entre os espectros objectivo e os espectros obtidos a partir dos acelerogramas ajustados para os sismos NGA-1393 (esq.) e NGA-1600 (dir.)

registos sísmicos utilizados. Apresentam-se os espectros de resposta de acelerações e deslocamentos. Ilustram-se ainda os espectros que se encontram a um desvio padrão e três desvios padrões dos espectros de resposta média.

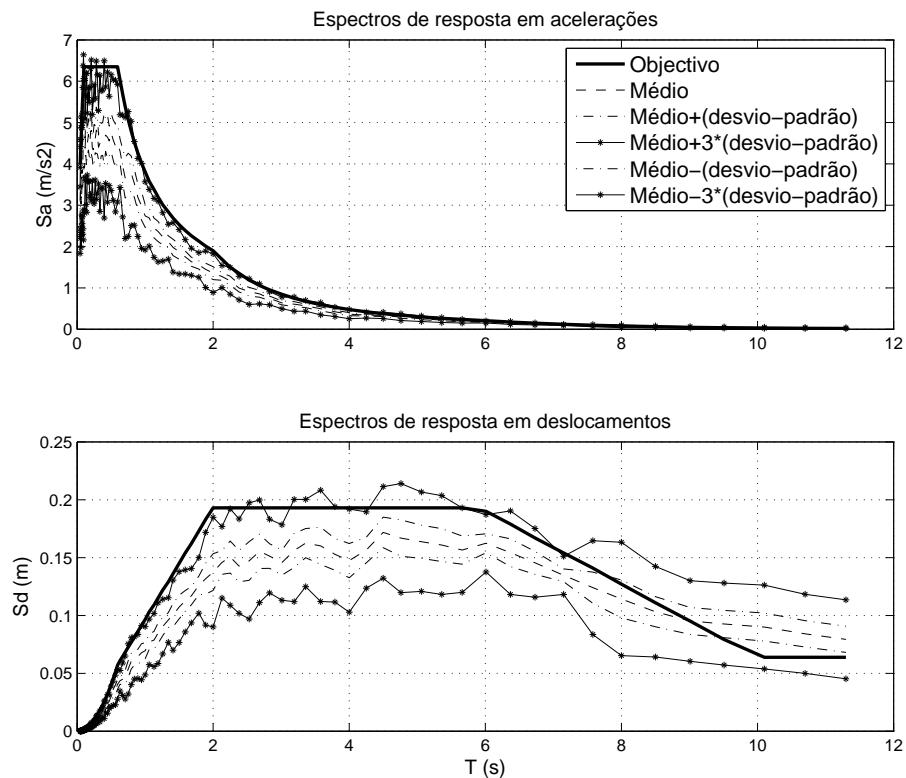


Figura 5.8: Espectros de resposta de acelerações e deslocamentos para sismo tipo 1

Através da Figura 5.8 pode-se observar que o espectro médio obtido com o ajuste dos

vários sismos é claramente inferior ao espectro objectivo. Este facto deve-se à necessidade do programa WavGen alterar significativamente os acelerogramas devido às diferenças entre as amplitudes destes e as pretendidas.

Ainda assim, o andamento de ambos é semelhante. O espectro obtido somando ao espectro médio três vezes o desvio-padrão é praticamente coincidente com o espectro objectivo.

## 5.4 Definição dos parâmetros das análises dinâmicas

### 5.4.1 Passo de tempo dos acelerogramas

Uma das dificuldades do procedimento apresentado é o tempo de processamento do WavGen no ajuste de cada acelerograma. Assim é necessário definir os acelerogramas com o menor número de pontos possível para minimizar o tempo dispendido nestas etapas. Uma vez que se verificou a existência de uma relação exponencial entre o número de pontos e o tempo de processamento, aumentando para o dobro o passo de tempo entre dois pontos consecutivos dos acelerogramas (ignorando, para efeitos de cálculo, o ponto intermédio existente), consegue-se uma redução para menos de metade do tempo de processamento. Deste modo, interessa definir qual o passo de tempo máximo admissível para os acelerogramas da acção sísmica.

A definição do valor máximo do passo de tempo dos acelerogramas é feito tendo em consideração o Teorema de Nyquist. Este Teorema é de extrema importância no desenvolvimento de codificadores de sinais analógicos, estabelecendo o critério adequado para a amostragem dos sinais.

A frequência de Nyquist é a frequência de amostragem requerida para a reconstrução de um sinal. O Teorema de Nyquist ou Teorema da Amostragem refere que se um sinal arbitrário é transmitido através de um canal de largura de banda  $B$  Hz, o sinal resultante da filtragem poderá ser completamente reconstruído pelo receptor através da amostragem do sinal transmitido, a uma frequência igual a, no mínimo,  $2B$  vezes por segundo. Assim, por exemplo, em sinal binário, a taxa de dados que pode ser suportada por  $B$  Hz é  $2B$  bps.

Desta forma, define-se como passo de tempo máximo dos acelerogramas  $0,02$ s. O que corresponde a uma frequência de Nyquist de  $25$  Hz, e que pode ser ainda uma frequência associada a alguns modos de vibração que tenham influência na resposta da estrutura. A utilização de passos de tempo maiores é desaconselhável.

### 5.4.2 Passo de tempo da análise dinâmica

Define-se como passo de tempo da análise dinâmica o intervalo de tempo entre dois passos de análise consecutivos. Neste trabalho considerou-se este parâmetro da análise como  $0,01$ s. A justificação para esta escolha é apresentada no Anexo C.

Como o passo de tempo de análise é inferior ao intervalo de tempo entre dois registos de acelerações consecutivos o OpenSees assume que a variação das acelerações entre cada dois registos é linear.

## 5.5 Resultados

### 5.5.1 Resultados obtidos numa das análises dinâmicas

Nesta secção apresentam-se os resultados obtidos numa das Análises Dinâmicas executadas. Como referido anteriormente, a designação Análise Dinâmica significa no contexto desta metodologia o conjunto da análise dinâmica do sismo principal seguida da análise dinâmica da réplica. Entre as duas procede-se à remoção de um dos elementos de apoio.

Os resultados apresentados referem-se à análise do sismo NGA-0789 para a aceleração do sismo principal de  $1.897 m/s^2$ . Uma vez que esta aceleração não provoca o colapso da estrutura é necessário executar o Método da Bissecção para determinar a aceleração da réplica que provoca o colapso. Nesta análise o pilar a remover é o P1.

Os gráficos apresentados são referentes a uma réplica com aceleração  $7.891 m/s^2$ . Começa-se por descrever a forma como são geradas as acelerações do sismo principal e da réplica. De seguida representam-se os espectros de resposta objectivo dos mesmo e os respectivos acelerogramas ajustados.

Depois disso apresentam-se alguns resultados da Análise Dinâmica, nomeadamente, as acelerações dos vários pisos ao longo do tempo, o deslocamento do topo e os deslocamentos inter-piso, os momentos em dois pilares, a relação momento-curvatura para uma das secções do pilar P4 e a relação tensão-extensão para uma das fibras do pilar P2.

Os resultados referem-se à análise para sismo regulamentar de tipo 1.

As acelerações do sismo principal, definidas por amostragem estratificada, são as que se apresentam na Secção 5.1. Tal como descrito na Secção 4.3 a aceleração da réplica que provoca colapso será procurada através do Método da Bissecção. Neste método começa-se por se definir um intervalo onde se procurará o valor pretendido. Através de sucessivas divisões do intervalo ao meio encontra-se a solução com uma margem de erro aceitável, diga-se de 2%.

Considerando o sismo tipo 1 e as acelerações referidas, os espectros de resposta objectivo gerados são os que se apresentam na Figura 5.9. É com base nestes espectros que se procede à compatibilização dos acelerogramas a utilizar nas análises dinâmicas correspondentes ao sismo principal e réplica.

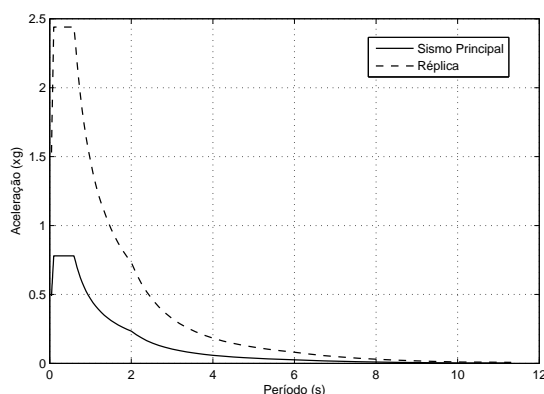


Figura 5.9: Espectros objectivo para sismo tipo 1 e aceleração do terreno de  $1.897 m/s^2$  (sismo principal) e  $7.891 m/s^2$  (réplica)

Na Figura 5.10 representam-se os acelerogramas do sismo principal e réplica obtidos a partir da compatibilização, utilizando o programa WavGen, do acelerograma NGA-0789 com os espectros objectivo gerados.

Pode observar-se que a aceleração da réplica é muito superior à do sismo principal. Esta diferença deve-se à diferença entre as acelerações máximas do terreno geradas e para as quais se compatibilizou os acelerogramas.

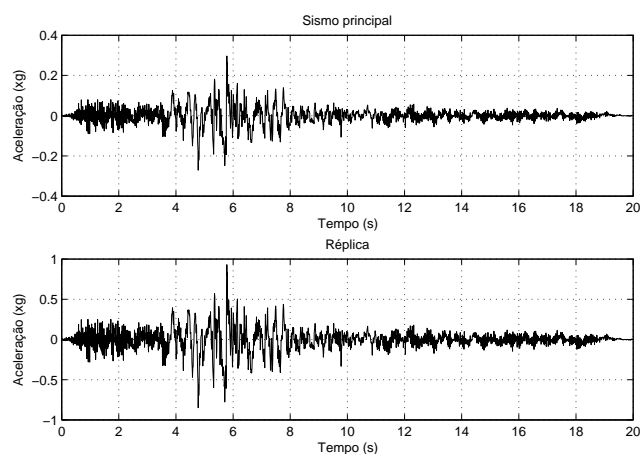


Figura 5.10: Acelerogramas gerados a partir do programa WavGen

Na Figura 5.11 apresenta-se a deformada da estrutura (amplificada 5 vezes) ao longo da análise dinâmica do sismo principal.

O fenómeno de *soft storey* associado ao primeiro piso deve-se às condições de apoio consideradas. Desta forma, o deslocamento inter-piso associado ao primeiro piso é muito superior aos restantes, sendo este o modo de rotura mais provável.

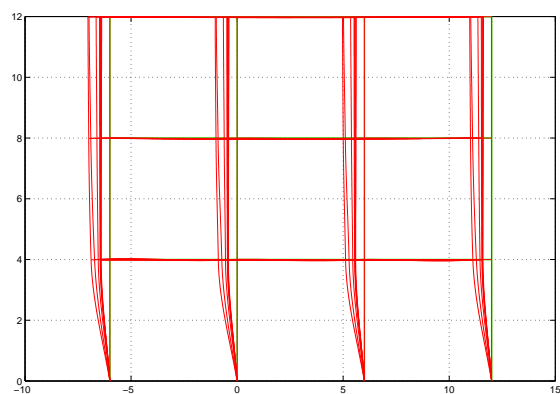


Figura 5.11: Deformada da estrutura ao longo da análise dinâmica do sismo principal

Na Figura 5.12 apresentam-se as acelerações dos vários pisos ao longo do tempo, assim como, a aceleração da base. Pode observar-se que as acelerações crescem em altura, tal como seria de esperar. As acelerações são maiores durante a actuação da réplica uma vez



que a aceleração do solo é muito maior nessa altura do que durante o sismo principal. Caso os dois sismos tivessem a mesma intensidade seriam de esperar menores acelerações durante a réplica, uma vez que a estrutura está em regime plástico, tendo o seu período de vibração aumentado.

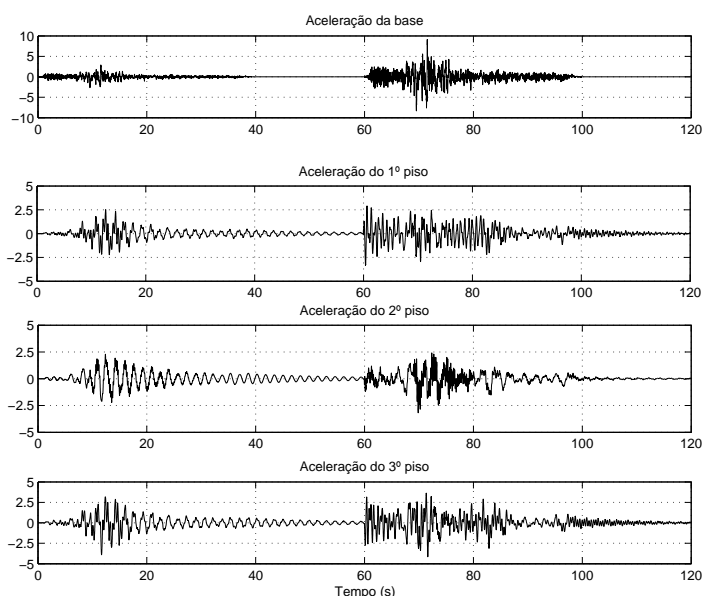


Figura 5.12: Acelerações ( $m/s^2$ ) dos vários pisos

Na Figura 5.13 estão representados os deslocamentos inter-piso da estrutura ao longo do tempo, assim como, o deslocamento do topo da estrutura. Ao contrário das acelerações, os deslocamentos inter-piso decrescem em altura, tal como se pode observar na deformada da estrutura (Figura 5.11). Nesta análise não se limitou o deslocamento do topo a 48cm (4% do deslocamento do topo normalizado pela altura do edifício), após o qual a estrutura se considera como tendo colapsado. Em vez disso considera-se que o colapso ocorre apenas quando o algoritmo de resolução numérica das equações de equilíbrio diverge. Assim, neste caso obtêm-se deslocamentos superiores a 48cm. Apesar dos elevadíssimos deslocamentos máximos e residuais que se registam o método de resolução não diverge sendo possível encontrar o equilíbrio em todos os passos de análise.

Durante a actuação do sismo principal o deslocamento máximo do topo é de aproximadamente 20cm e o deslocamento máximo inter-piso do 1º piso é cerca de 10cm. Estes valores estão dentro do esperado para um sismo com aceleração máxima do terreno de  $1.897m/s^2$  (valor correspondente a aproximadamente 126% do valor de dimensionamento para ELU e sismo tipo 1). No final do sismo principal não se verificam deslocamentos residuais significativos.

No entanto, durante a actuação da réplica os deslocamentos são muito superiores devido ao facto da aceleração do terreno associada à réplica ser muito superior à de dimensionamento e ser próxima da aceleração associada ao colapso da estrutura. Neste caso o deslocamento máximo do topo, que é cerca de 70cm, é aproximadamente aquele

que se verifica no final da análise, ou seja, como deslocamento residual. Nos deslocamentos inter-piso também se verificam deslocamentos residuais significativos, nomeadamente no 1º piso onde este valor é cerca de 60cm.

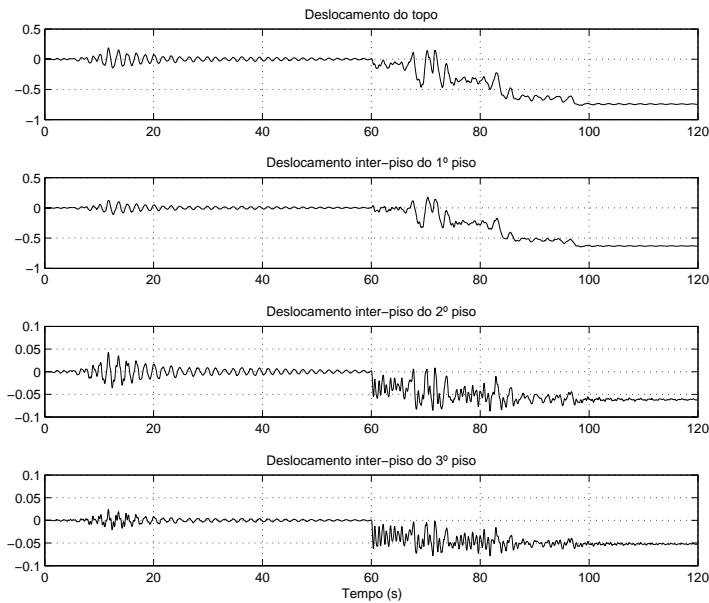


Figura 5.13: Deslocamento do topo da estrutura (m) e deslocamentos inter-piso (m)

Na Figura 5.14 apresentam-se os momentos no pilar P1 ao longo do sismo principal, sendo que após o término deste, o elemento foi removido, e os momentos no pilar P3 ao longo de toda a análise.

Durante o sismo principal ambos os pilares atingiram o momento de cedência, que é de cerca de  $250kNm$ . Apesar disso, no final do sismo principal ambos têm momentos residuais muito pequenos, considerando-se desprezáveis. Assim, com o actual modelo e as restrições associadas pode-se afirmar que a estrutura tem capacidade para resistir ao sismo principal aqui considerado, não denotando no final alterações significativas ao seu estado. O que pode ser também comprovado pelos reduzidos deslocamentos residuais que se verificam no final do sismo principal. No entanto, durante a actuação da réplica este cenário altera-se. Há grandes oscilações nos momentos do pilar P3, sendo que no final se verificam momentos residuais superiores ao momento de cedência. Estes momentos residuais devem-se aos efeitos de 2ª ordem que se verificam após a ocorrência da réplica. Estes efeitos surgem como consequência dos elevados deslocamentos residuais que se podem observar na Figura 5.13.

Nas Figuras 5.15 e 5.16 encontra-se representada a resposta local ao nível de dois pilares da base. Na Figura 5.15 encontra-se o gráfico momento-curvatura registado para a secção superior do pilar P4 e na Figura 5.16 encontra-se a relação tensão-extensão numa fibra do pilar P2. A fibra em questão localiza-se na parte superior na alma, na interface com o banzo.

Podem observar-se algumas características do modelo de comportamento do material utilizado. Na Figura 5.15 observa-se o efeito de Bauschinger, que se traduz nesta relação

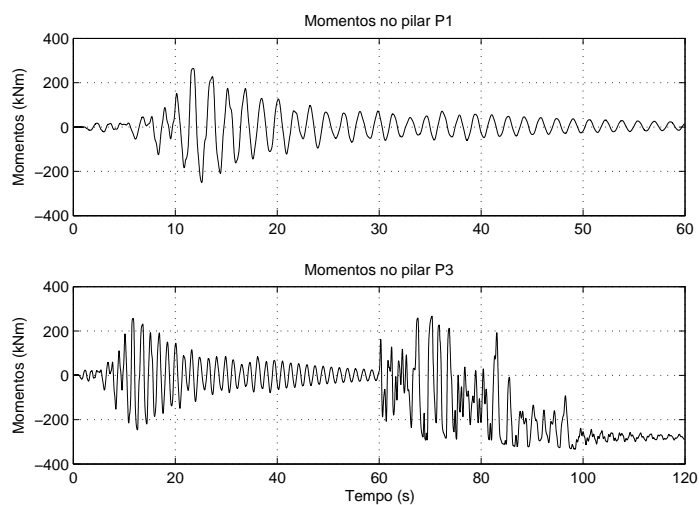


Figura 5.14: Momentos nos pilares P1 e P3

pela diminuição do momento de cedência da secção quando é invertido o sentido da sollicitação.

Na Figura 5.16 também é possível observar o efeito de Bauschinger, evidenciado pela diminuição da tensão de cedência ao inverter o sentido de aplicação da sollicitação, neste caso quando é invertida a velocidade dos pisos.

É se salientar que a rigidez elástica é mantida ao longo dos ciclos, o que é possível observar em ambas as Figuras.

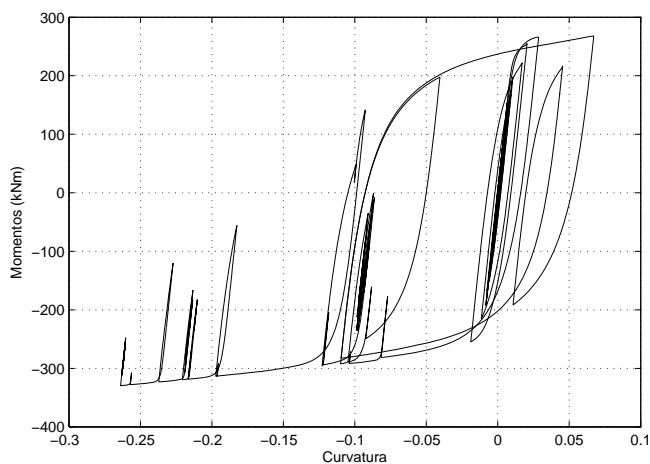


Figura 5.15: Relação momento-curvatura para o pilar P4

Na Tabela 5.4 apresentam-se os resultados do método da bissecção para este valor de aceleração do sismo principal.

Para cada Análise Dinâmica, isto é, para cada par de valores  $(a_g^{sp}, a_g^r)$  considerado, são registados os resultados apresentados na Tabela 5.5. Onde  $T_i$  é o período fundamental

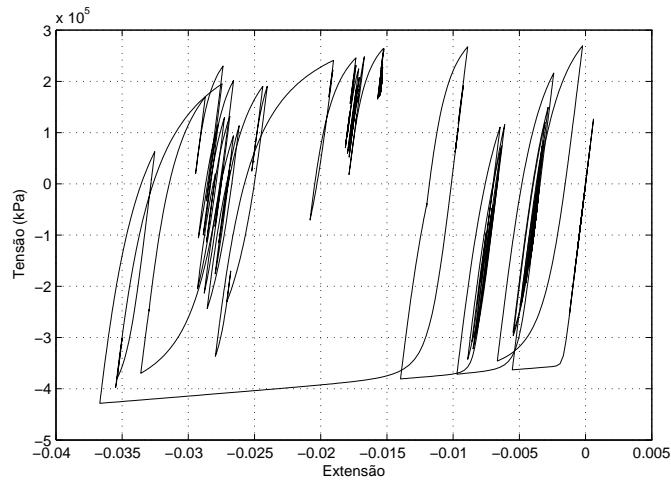


Figura 5.16: Relação tensão-extensão numa das fibras do pilar P2

Tabela 5.4: Resultados do método da bissecção

$a_g^{sp} (m/s^2)$	Situação do elemento a remover após o sismo principal	$a_g^r (m/s^2)$	Situação final colapso ou não-colapso
1.8968	Com rótula plástica	0	Não ocorreu rotura
1.8968	Com rótula plástica	0.100	Não ocorreu rotura
1.8968	Com rótula plástica	5.000	Não ocorreu rotura
1.8968	Com rótula plástica	6.000	Não ocorreu rotura
1.8968	Com rótula plástica	7.000	Não ocorreu rotura
1.8968	Com rótula plástica	8.000	Colapso
1.8968	Com rótula plástica	4.500	Não ocorreu rotura
1.8968	Com rótula plástica	6.250	Não ocorreu rotura
1.8968	Com rótula plástica	7.125	Não ocorreu rotura
1.8968	Com rótula plástica	7.563	Não ocorreu rotura
1.8968	Com rótula plástica	7.781	Não ocorreu rotura
1.8968	Com rótula plástica	7.891	Não ocorreu rotura

antes do sismo principal,  $D_{topo}^{max}$  o deslocamento do topo máximo,  $D_{i_n}^{max}$  o deslocamento inter-piso máximo do piso  $n$ ,  $a_n^{max}$  a aceleração máxima do piso  $n$ ,  $V_{base}^{max}$  o corte basal máximo,  $Curv_{pilar-base}^{max}$  a curvatura máxima no pilar P4 e  $T_a$  o período fundamental após o sismo principal a antes da réplica.

Para a última análise em que não se verificou colapso, neste caso a análise com  $a_g^r = 7.891 m/s^2$ , foram guardados todos os ficheiros de resultados do programa de elementos finitos. Ficheiros esses que permitem que se trace os gráficos apresentados nesta Secção.

Com a conclusão do método da bissecção onde esta Análise Dinâmica está inserida determina-se a aceleração da réplica que provoca colapso neste cenário, isto é, com esta aceleração do sismo principal e com o cenário de dano localizado considerado. A aceleração da réplica que provoca o colapso determinada é de  $7.945 m/s^2$ .

Tabela 5.5: Registos da Análise Dinâmica considerada nesta Secção

Sismo	Tipo sismo	$T_i$	$a_g^{sp}$	$S_{elemento}$
NGA-0789	1	1.59	1.90	Com rótula plástica
$D_{topo}^{max}$	$D_{i_1}^{max}$	$D_{i_2}^{max}$	$D_{i_3}^{max}$	$a_1^{max}$
0.187	0.121	0.0423	0.0246	-4.39
$a_2^{max}$	$a_3^{max}$	$V_{base}^{max}$	$Curv_{pilar-base}^{max}$	$T_a$
-5.29	-5.57	-218	-0.0294	1.89
$a_g^r$	$S_{final}$	$D_{topo}^{max}$	$D_{i_1}^{max}$	$D_{i_2}^{max}$
7.89	Não ocorreu rotura	0.448	0.469	-0.0879
$D_{i_3}^{max}$	$a_1^{max}$	$a_2^{max}$	$a_3^{max}$	$V_{base}^{max}$
-0.0771	9.46	-10.5	-11.0	-161.0
$Curv_{pilar-base}^{max}$				
0.219				

### 5.5.2 Resultados finais

Seguidamente apresentam-se os resultados finais referentes a todas as análises efectuadas. Os resultados obtidos para todos os cenários considerados são apresentados em Anexo sob a forma de gráficos e tabelas.

Nas Figuras 5.17 e 5.18 apresentam-se os resultados médios para o cenário de dano localizado simulado através da remoção do pilar P1. De recordar que estes resultados correspondem à média dos resultados obtidos para os vários sismos. São representados nestas Figuras os valores da aceleração da réplica que provoca o colapso e a probabilidade deste valor ser excedido em função da aceleração do sismo principal, respectivamente.

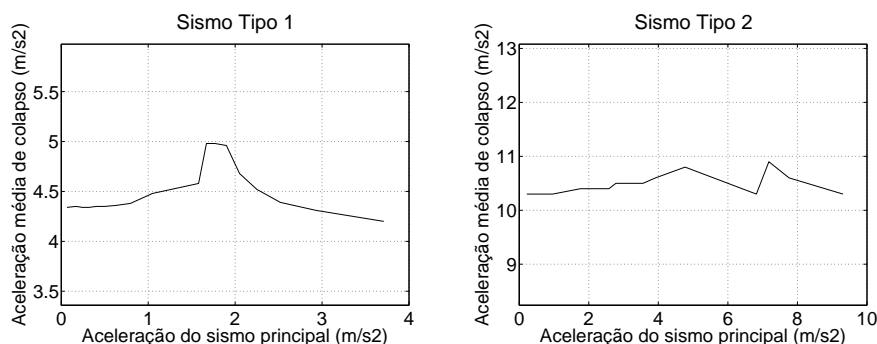


Figura 5.17: Aceleração média da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P1

Na Secção D.1 apresentam-se os resultados médios para os restantes cenários de dano considerados. Apresentam-se portanto os valores da aceleração da réplica que provoca o colapso e a probabilidade deste valor ser excedido em função da aceleração do sismo principal para os restantes quatro cenários de dano considerados.

Podem constatar-se que a aceleração da réplica que provoca o colapso se mantém aproximadamente constante. Esta observação é válida para os dois tipos de sismo e para

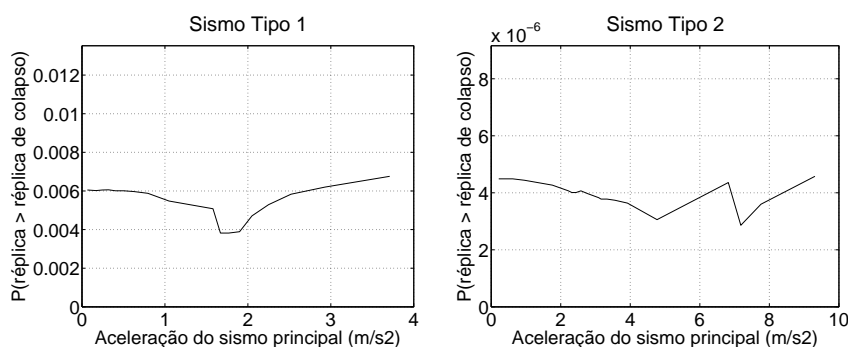


Figura 5.18: Probabilidade do valor da aceleração média da réplica que provoca o colapso ser excedido em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P1

todos os cenários de dano considerados. Isto indica que independentemente da intensidade do sismo principal, a réplica que provoca o colapso é, em média, a mesma.

Apesar da forma dos gráficos ser aproximadamente a mesma, é de salientar que as acelerações da réplica que provocam colapso para o cenário em que não se considera a ocorrência de incêndios ou explosões que inviabilizam elementos estruturais são significativamente mais elevadas, que as acelerações associadas a cenários onde há o colapso de elementos estruturais, neste caso um dos pilares da base da estrutura.

Na Secção D.2 apresentam-se os resultados das análises efectuadas para cada sismo e para os seguintes cenários de dano: (i) sismo principal seguido de réplica e (ii) sismo principal seguido de incêndio, simulado através da remoção do pilar P1, e réplica. Apresentam-se portanto os valores da aceleração da réplica que provoca o colapso em função da aceleração do sismo principal para os dez sismos utilizados e para estes dois cenários de dano. Os restantes valores podem ser consultados na Secção D.3.

Pode-se concluir que o comportamento da estrutura em cenários pós-sismo difere de sismo para sismo. Em alguns sismos a aceleração da réplica que provoca colapso aumenta, sendo que noutros casos diminui. Apenas para réplicas de baixa intensidade o comportamento é idêntico em todos os sismos. Nestes casos a aceleração da réplica que provoca colapso mantém-se constante independentemente da intensidade do sismo principal.

Na Secção D.3 apresentam-se os resultados finais das análises efectuadas para os vários cenários de dano considerados. Apresentam-se os resultados parciais obtidos para os vários sismos e os resultados médios, assim como o cálculo da probabilidade de rotura e da probabilidade da aceleração da réplica que provoca o colapso ser excedida.

Recorda-se que no caso em estudo a probabilidade de rotura, para cada sismo, é dada pela Equação 4.5, enquanto que a probabilidade final (média) é dada pela Equação 4.6, considerando a possibilidade de ocorrência de todos os sismos.

Apresentam-se, na Tabela 5.6, as probabilidades de rotura calculadas através da aplicação da formulação desenvolvida.

Na Figura 5.19 apresenta-se o esquema de um possível cenário pós-sismo principal. Assume-se que a probabilidade de ocorrer um incêndio num edifício após um sismo é de 30%, e também que esse incêndio tem igual probabilidade de ocorrer junto ao exterior

(pilares P1 ou P4) ou no interior do edifício (pilares P2 ou P3).

Tabela 5.6: Resumo - Probabilidades de rotura e Índices de Fiabilidade

Cenário de dano considerado	Probabilidade de rotura ( $P_f$ )	Índice de Fiabilidade ( $\beta$ )
Sem remoção de elementos	$6.48 \times 10^{-3}$	2.48
Remoção do pilar P1	$1.35 \times 10^{-2}$	2.21
Remoção do pilar P2	$9.71 \times 10^{-3}$	2.34
Remoção do pilar P3	$9.96 \times 10^{-3}$	2.33
Remoção do pilar P4	$1.30 \times 10^{-2}$	2.23

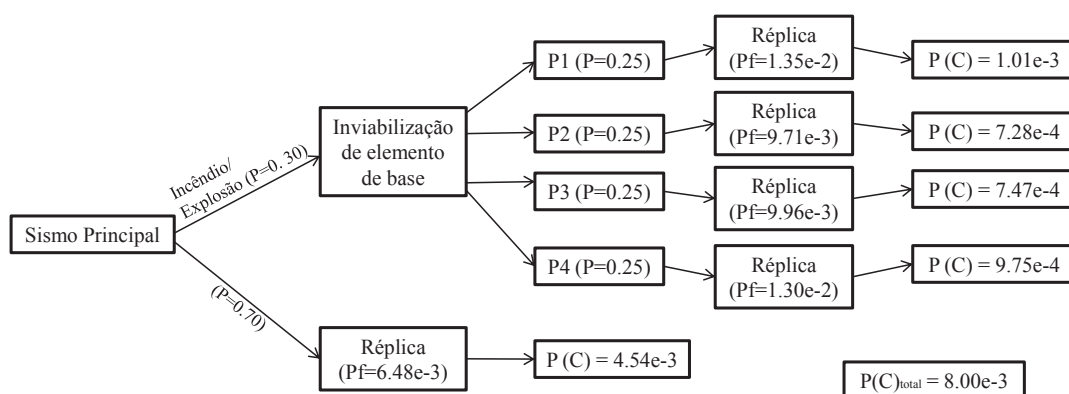


Figura 5.19: Cenário pós-sismo com apresentação das probabilidades de colapso

As probabilidades de rotura e respectivos índices de fiabilidade foram calculados através dos resultados obtidos para sismo tipo 1 e tipo 2 considerando que ambos os sismos têm igual probabilidade de ocorrer.

Relativamente aos índices de fiabilidade obtidos, estes são maiores para o caso da remoção de um pilar interior do que no caso de inviabilização de um pilar exterior. Pelo que se pode concluir que a estrutura fica mais vulnerável quando, após o sismo principal, um dos pilares laterais da base é destruído. Os índices de fiabilidade obtidos para o caso de remoção dos pilares interiores são 2.34 e 2.33, para o caso de remoção do P2 ou P3, respectivamente. Já no caso de remoção do P1 ou P4, os valores do índice são 2.21 e 2.23, respectivamente.

No caso de não ocorrer a inviabilização de nenhum dos pilares o índice de fiabilidade da estrutura é 2.48.

Na Figura 5.19 apresenta-se um possível cenário pós-sismo, onde se consideram as sequências de acontecimentos já abordadas neste trabalho. Assumiu-se que a probabilidade de ocorrência de um incêndio num edifício após um sismo é de 30%. Assim, neste cenário as probabilidades de colapso finais de cada ramo são obtidas pela multiplicação das probabilidades da sequência considerada, uma vez que se considera que os acontecimentos são independentes.

A probabilidade de colapso total neste cenário é obtida pela soma das probabilidades parciais obtidas no final de cada ramo. Obtém-se uma probabilidade de colapso de  $8.00 \times 10^{-3}$ , o que equivale a um índice de fiabilidade de 2.40.

Pode observar-se claramente que a remoção de um dos elementos da base tem uma influência importante no comportamento da estrutura. Os índices de fiabilidade obtidos, principalmente para os cenários de remoção de um dos elementos de extremidade, são significativamente inferiores ao calculado considerando que não há inviabilização de elementos estruturais. Nos casos em que um dos elementos laterais da base é inviabilizado a probabilidade de rotura passa para o dobro, comparativamente ao caso em que não há destruição de elementos.

Assim sendo, a ocorrência de um incêndio em cenários pós-sismo, considerando que esse incêndio pode ter consequências como as consideradas nos elementos estruturais, constitui um risco elevado para a segurança estrutural em cenários pós-sismo.

Os efeitos da remoção de um elemento estrutural, nomeadamente, os elementos da base são notados maioritariamente devido ao estado debilitado da estrutura após a ocorrência do sismo principal. Isto é, a remoção de um dos elementos traduz-se num aumento das deformações da estrutura e numa maior vulnerabilidade após a perda de um dos elementos da base principalmente devido aos efeitos de segunda ordem que se verificam quando se registou, durante o sismo principal, uma resposta não-linear significativa. No caso de não se registarem grandes deformações, a remoção de um dos elementos poderia não ser prejudicial à estrutura, uma vez que quando se remove um elemento a frequência própria da estrutura diminui ficando, desta forma, a estrutura menos susceptível à acção sísmica [34].

Nas Figuras da Secção D.2, referentes aos resultados obtidos para dois cenários de dano (remoção do pilar P1 e não remoção de elementos) para cada um dos sismos considerados, não se consegue identificar uma tendência nos resultados obtidos.

Com o aumento da aceleração do sismo principal, o comportamento pós-sismo varia de sismo para sismo e de cenário de dano para cenário de dano. Em alguns casos a aceleração da réplica necessária para provocar o colapso aumenta com a intensidade do sismo principal, enquanto que noutros casos acontece o inverso.

No entanto, nas Figuras da Secção D.1, onde se apresentam os resultados médios, a tendência é bastante mais evidente. Nestes gráficos encontra-se a aceleração média da réplica necessária para provocar colapso, obtida através da média dos resultados individuais dos vários sismos. Através da observação dos gráficos pode-se concluir que a aceleração se mantém praticamente constante para todos os valores de aceleração do sismo principal. O que indica que com o método utilizado e com as simplificações consideradas a intensidade do sismo principal não tem influência na resposta estrutural em cenários pós-sismo, uma vez que a réplica que provoca o colapso é independente do sismo principal a que a estrutura foi sujeita.

Interessa pois tentar perceber estas tendências fazendo algumas análises adicionais e registando os valores obtidos nas análises efectuadas em gráficos que nos indiquem o comportamento da estrutura nos vários cenários considerados.

### **5.5.3 Análise da Resposta Estrutural em Função da Intensidade Sísmica**

#### **Variação da resposta para vários valores da aceleração da réplica**

Com o objectivo de interpretar os resultados parciais obtidos para cada sismo analisado, apresenta-se no Anexo D - Secção D.4 a resposta máxima da estrutura para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal. A resposta máxima



é dada através do deslocamento máximo do topo e da aceleração máxima do 1º piso ao longo da análise. O objectivo é ver qual a variação da resposta estrutural com o aumento da intensidade do sismo principal para vários valores da aceleração da réplica e assim perceber o andamento dos gráficos onde se representa a aceleração da réplica que leva ao colapso a estrutura quando submetida aos diferentes sismos.

Nas Figuras D.13 a D.16 apresenta-se a variação da resposta para o caso de se remover o pilar P1. Enquanto que nas Figuras D.17 a D.20 se apresenta a variação da resposta no caso de não se considerar a remoção de elementos. Os resultados são referentes ao sismo regulamentar de tipo 1. Nos gráficos onde se representam os deslocamentos máximos do topo traça-se uma linha horizontal em 48cm que corresponde ao critério de rotura utilizado. Por outro lado, nos gráficos das acelerações máximas, nos casos em que ocorre rotura a aceleração do piso é dada como sendo nula. Pelo que, quando as linhas correspondentes às várias acelerações da réplica se encontram sobre o eixo das abcissas, significa que ocorre colapso.

Olhando para o andamento destes gráficos e para as respostas obtidas (Secção 5.5.2 e Anexo D.3) é possível relacioná-los e ver que quando a aceleração da réplica de colapso aumenta, a resposta em termos de deslocamentos diminui com o aumento da aceleração do sismo principal. Percebe-se pois que se a resposta máxima da estrutura pós-sismo principal diminui com a intensidade do sismo principal, a intensidade da réplica que provoca o colapso tem que aumentar com o aumento da intensidade do sismo principal. Isto para que a estrutura seja levada a um patamar de colapso durante a actuação da réplica.

O contrário também se verifica, isto é, quando a aceleração da réplica de colapso diminui, a resposta estrutural durante a réplica aumenta com o aumento da aceleração do sismo principal.

#### **5.5.4 Curva de capacidade para a estrutura em cenários pós-sismo principal**

Nas Figuras 5.20 e 5.21 apresentam-se os resultados obtidos com o seguinte procedimento:

- (i) Execução de uma análise dinâmica correspondente à actuação do sismo principal;
- (ii) Aplicação da carga gravítica horizontalmente e registo do deslocamento do topo ao longo da aplicação da carga. Nos eixos vertical e horizontal dos gráficos encontram-se a fracção da carga gravítica total aplicada e o deslocamento horizontal registado ao longo da aplicação da carga gravítica (trata-se de uma diferença entre o deslocamento real registado e o deslocamento residual que se verificava no final do sismo principal), respectivamente.

Como se pode observar nas Figuras, numa fase inicial após o término do sismo principal a rigidez da estrutura é independente da intensidade do sismo principal. Este facto deve-se ao modelo de comportamento do material adoptado, ou seja, à não consideração do dano do material, nomeadamente a degradação da rigidez do mesmo. Assim, a rigidez considerada pelo programa de elementos finitos é sempre a rigidez inicial.

No entanto, depois de um deslocamento considerável (aproximadamente 5cm) a estrutura tem comportamento diferenciável em função da aceleração do sismo principal a que foi submetida. Como seria expectável, quanto maior for a aceleração associada ao sismo principal menor a rigidez da estrutura depois de levada a um patamar de cedência. Mais uma vez, este facto é explicado atendendo ao modelo de comportamento do material adoptado, nomeadamente à alteração da tensão de cedência ao longo dos ciclos de carga-descarga.

Através destes gráficos comprova-se que a rigidez da estrutura diminui com o aumento

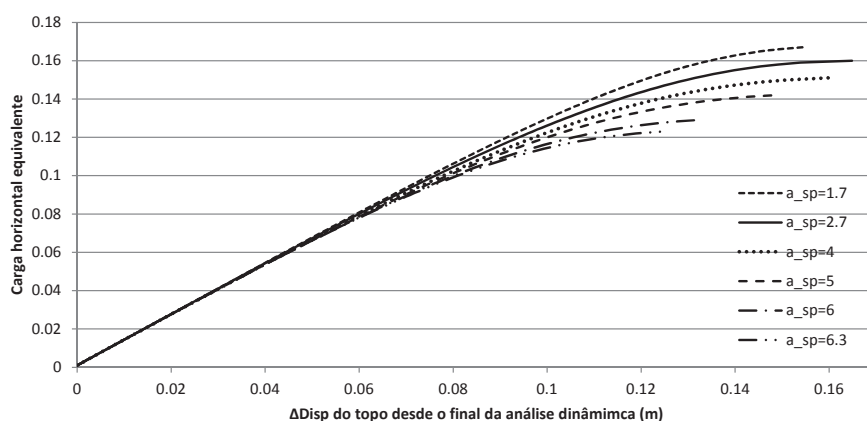


Figura 5.20: Curva de capacidade pós-sismo principal para o sismo NGA-0789 no caso de não se considerar a remoção de elementos e considerando vários valores de aceleração do sismo principal

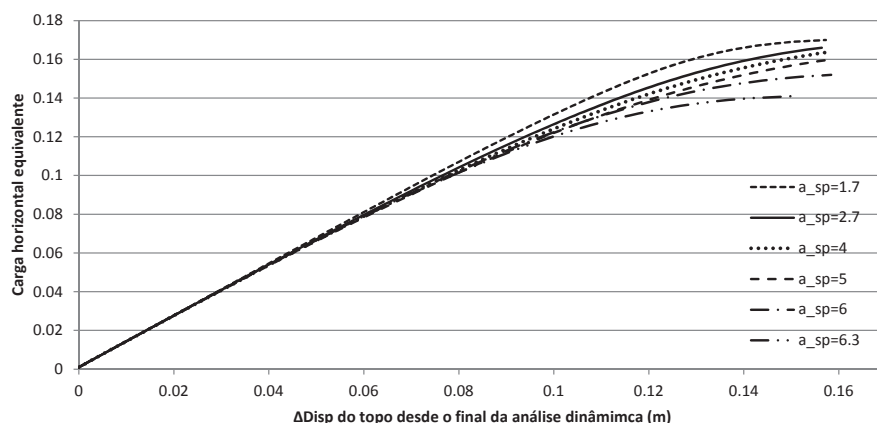


Figura 5.21: Curva de capacidade pós-sismo principal para o sismo NGA-0852 no caso de não se considerar a remoção de elementos e considerando vários valores de aceleração do sismo principal

da aceleração do sismo principal. Este comportamento é idêntico independentemente do sismo a que se submete a estrutura.

Desta forma, é expectável e natural que quanto maior for a intensidade do sismo principal menor seja a rigidez da estrutura em cenários pós-sismo quando sujeita a deformações consideráveis.

### 5.5.5 Variação do período fundamental da estrutura ao longo da análise

Na Figura 5.22 apresenta-se a variação, durante o sismo principal, do período de vibração (determinado com base na matriz de rigidez tangente instantânea) fundamental, normalizado pelo período inicial da estrutura durante os passos de análise onde se verificam as máximas deformações. Há um pico nos períodos que acontece quando a estrutura está perto de registar a máxima deformação. Para o período fundamental a variação é bastante acentuada sendo o máximo aproximadamente o triplo do período inicial. No

entanto, para os restantes períodos registados não se verificam oscilações significativas. É também possível observar que os períodos correspondentes à análise com aceleração de  $1.05m/s^2$ , que corresponde a 70% do valor de dimensionamento, não têm praticamente nenhuma variação relativamente ao período inicial, uma vez que não há a formação de rótulas plásticas na estrutura. Essa é a razão para a não variação da aceleração da réplica que provoca o colapso até um dado valor da aceleração do sismo principal, que se traduz no troço inicial horizontal das Figuras da Secção D.2. Isto é, como a estrutura trabalha em regime elástico, a réplica necessária para provocar o colapso é independente da aceleração do sismo inicial. Nesta análise utilizou-se o sismo NGA-0852.

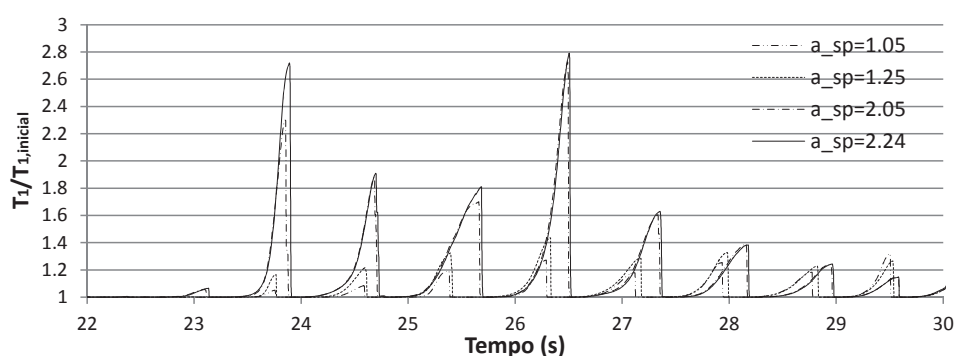


Figura 5.22: Variação do período fundamental da estrutura ao longo de uma análise dinâmica (sismo principal) considerando várias acelerações do terreno

Nas Figuras 5.23 a 5.30 apresenta-se a variação do período de vibração fundamental da estrutura (determinado com base na matriz de rigidez tangente instantânea) durante uma réplica com aceleração do terreno de  $6.0m/s^2$ , normalizado pelo período fundamental da estrutura no final de uma análise dinâmica correspondente a um sismo principal. Utilizam-se 3 sismos dos 10 da base de dados, considerando acelerações do terreno de: (i)  $1.7m/s^2$ ; (ii)  $2.7m/s^2$  e (iii)  $4.0m/s^2$ . Não se considera a remoção de elementos. Desta forma, pretende-se avaliar o efeito na estrutura de sismos principais com diferentes intensidades.

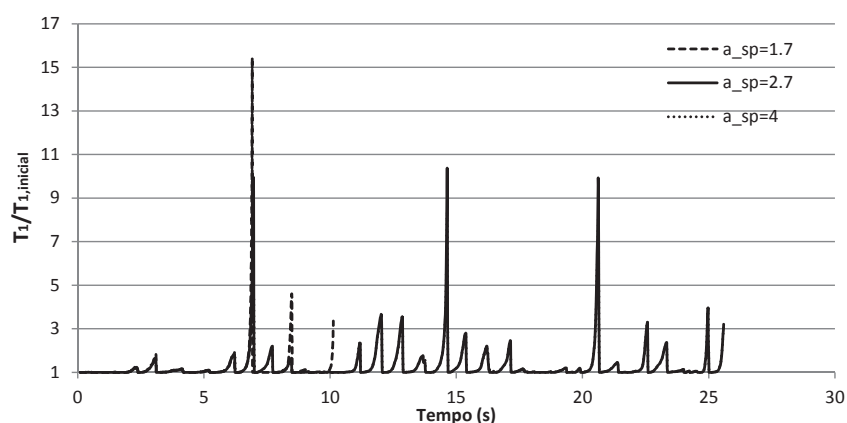


Figura 5.23: Variação do período fundamental da estrutura ao longo de uma réplica com aceleração do terreno de  $6.0m/s^2$ , usando o sismo NGA-0067 e considerando vários valores da aceleração do sismo principal

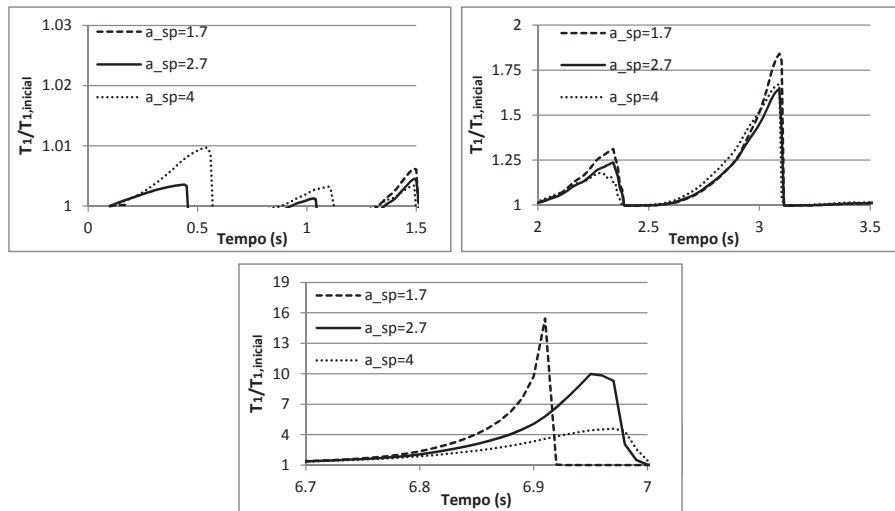


Figura 5.24: Pormenores da Figura 5.23

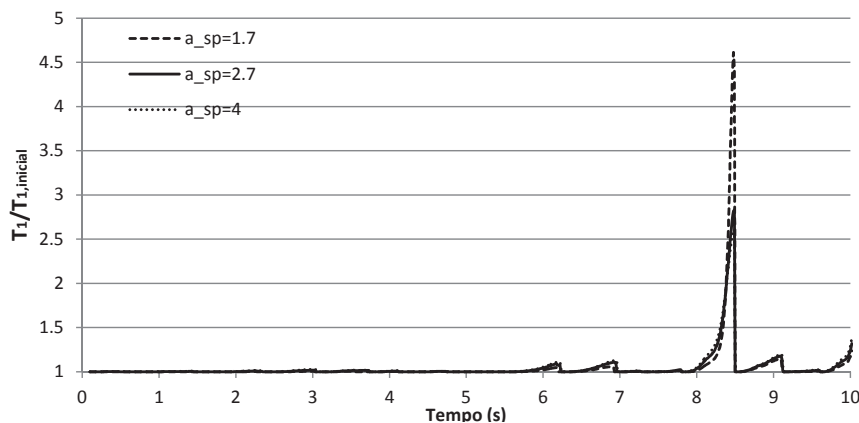


Figura 5.25: Variação do período fundamental da estrutura ao longo de uma réplica com aceleração do terreno de  $6.0m/s^2$ , usando o sismo NGA-0789 e considerando vários valores da aceleração do sismo principal

Nas Figuras 5.24, 5.26 e 5.28, correspondentes aos sismos NGA-0067, NGA-0789 e NGA-0852, pode-se verificar que, numa fase inicial de actuação do sismo, a variação do período fundamental no caso do sismo principal com aceleração de  $4.0m/s^2$  é mais acentuada do que quando o sismo principal tem uma aceleração de  $2.7m/s^2$  e que por sua vez é mais acentuada do que no caso de aceleração de  $1.7m/s^2$ . Além disto, pode-se verificar que no intervalo de tempo entre 0s e 1.5s o período fundamental da estrutura no caso de  $a_g^{sp} = 1.7m/s^2$  não sofre qualquer variação, enquanto que, na estrutura sujeita a  $a_g^{sp} = 2.7m/s^2$  a variação do período fundamental, ainda que pequena, começa a fazer-se desde logo, o que indica que a estrutura, nestas condições, entra em cedência numa fase anterior ao outro caso mencionado.

Ainda que as diferenças sejam muito pequenas, pode-se afirmar que numa fase inicial a variação do período fundamental é maior quando a estrutura é sujeita a um sismo principal mais intenso.

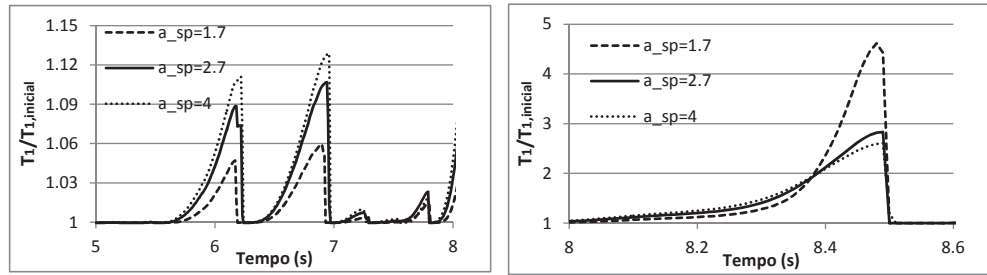


Figura 5.26: Pormenores da Figura 5.25

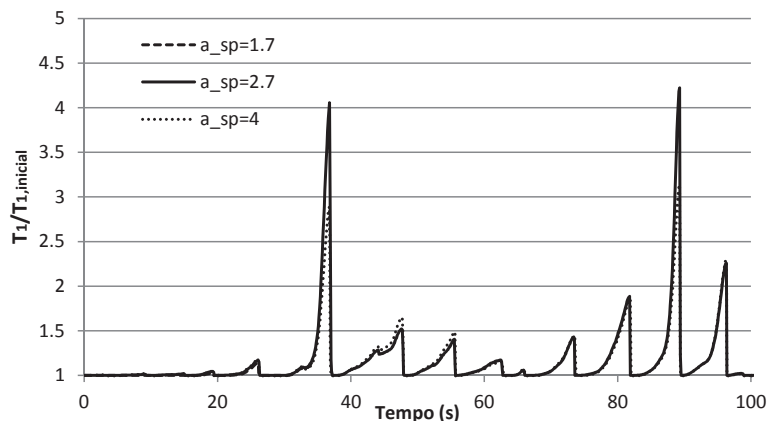


Figura 5.27: Variação do período fundamental da estrutura ao longo de uma réplica com aceleração do terreno de  $6.0m/s^2$ , usando o sismo NGA-0852 e considerando vários valores da aceleração do sismo principal

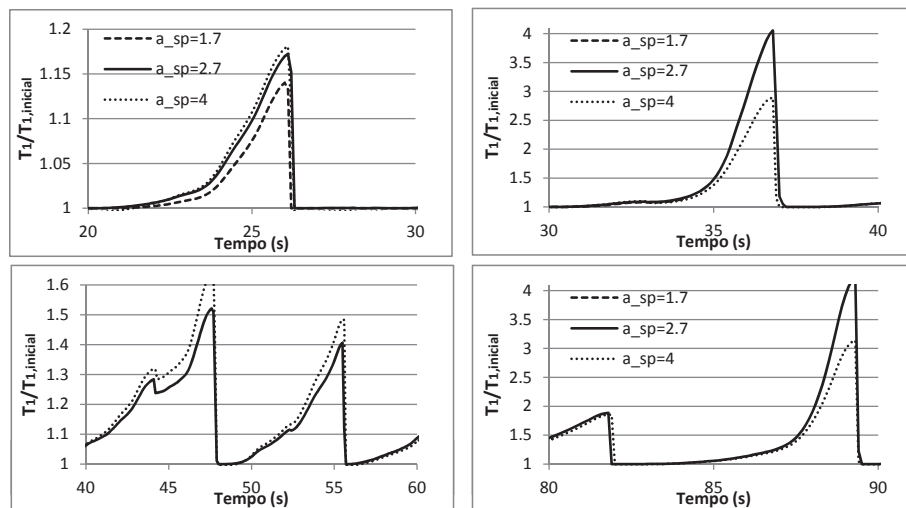


Figura 5.28: Pormenores da Figura 5.27

No entanto, no pico máximo de deformação a situação inverte-se e o máximo período fundamental ocorre quando a estrutura é sujeita a um sismo principal menos intenso. Como o período varia menos com o aumento da intensidade do sismo principal, então a resposta máxima durante a réplica poderá ser maior quanto maior for a intensidade do sismo principal. Como tal, é expectável que nestes casos a intensidade necessária para provocar o colapso possa diminuir.

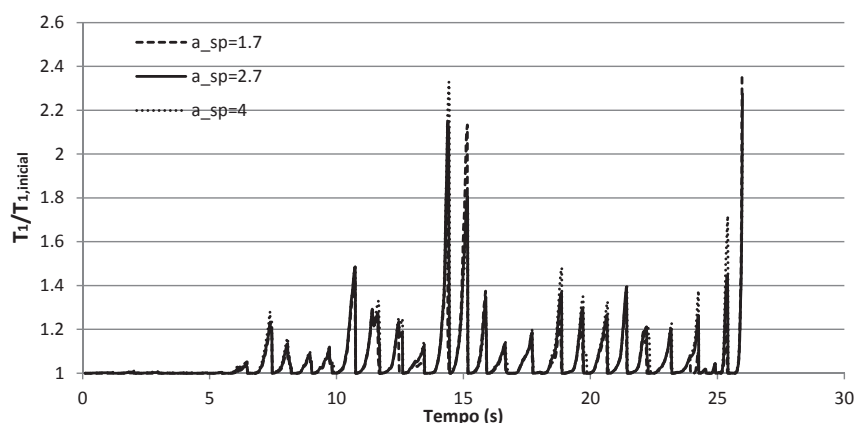


Figura 5.29: Variação do período fundamental da estrutura ao longo de uma réplica com aceleração do terreno de  $6.0m/s^2$ , usando o sismo NGA-1600 e considerando vários valores da aceleração do sismo principal

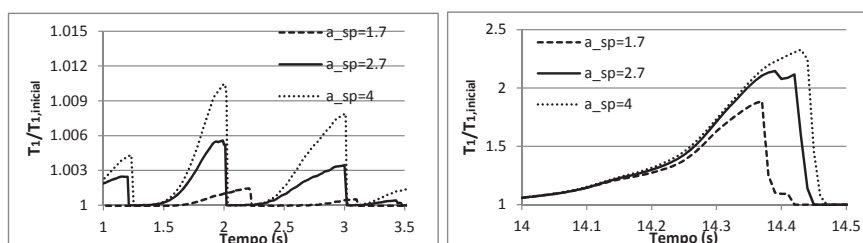


Figura 5.30: Pormenores da Figura 5.29

Na Figura 5.30, correspondente ao sismo NGA-1600, pode observar-se um comportamento contrário ao descrito acima durante os momentos de máxima deformação. Assim, a variação do período fundamental da estrutura é maior quanto maior for a intensidade do sismo principal. Pelo que, quanto mais intenso for o sismo principal mais dúctil fica a estrutura no período pós-sismo. Assim sendo, e atendendo à configuração dos espectros de resposta associados à acção sísmica, pode-se afirmar que quanto maior for o período fundamental da estrutura menor será a resposta estrutural associada a uma dada acção sísmica, pelo que a estrutura se torna menos vulnerável à acção sísmica. O que não quer dizer que fique mais resistente que a estrutura inicial. O que se pode esperar é que no caso de não se considerar a remoção de elementos, quanto maior for a intensidade dos sismo principal maior será a intensidade da réplica necessária para provocar colapso.

Em resumo, como o período tem uma maior variação com o aumento da intensidade do sismo principal, então a resposta máxima será menor quanto maior for a intensidade

do sismo principal e, como tal, é expectável que a intensidade necessária para provocar o colapso possa aumentar.

Com estes gráficos comprova-se que a resposta máxima durante as réplicas não varia monotonamente com o aumento da aceleração do sismo principal. Há sismos em que a resposta máxima durante as réplicas aumenta com a aceleração do sismo principal, mas também há casos em que essa resposta diminui.

Desta forma, é de referir que a forma e o andamento do espectro de resposta de cada um dos sismos é mais importante para a resposta estrutural do que o estado de dano da estrutura no final do sismo principal.

Devido à aleatoriedade da acção dos sismos e à não-linearidade do comportamento estrutural a resposta estrutural durante a réplica não pode ser generalizável. Por um lado, o andamento do sismo influencia o local onde se formam rótulas plásticas e por outro lado, o andamento do sismo influencia a forma como a própria estrutura se comporta depois da formação das rótulas plásticas, o que obviamente influencia a resposta global e local da estrutura.

Desta forma, os resultados obtidos têm validade e os índices de fiabilidade calculados têm representatividade, uma vez que os sismos utilizados foram seleccionados tendo em conta as suas características e as características da zona em estudo. No entanto, a interpretação da resposta estrutural tendo em conta sismos reais e a não-linearidade estrutural só é possível olhando para a média dos resultados obtidos e não para os resultados individuais de cada sismo. Isto porque não é trivial a interpretação do comportamento de uma estrutura considerando não-linearidade geométrica e do material quando sujeita a um acelerograma de um sismo real, sendo este próprio impossível de standardizar.

## 5.6 Estimativa da Resposta (Máxima) Média da Estrutura em Cenários Pós-Sismo Principal

### 5.6.1 Introdução

Não sendo possível interpretar os resultados obtidos através da análise individual dos vários sismos considerados, é fundamental agrupar as várias respostas obtidas e fazer a média das mesmas para se poder tirar ilações acerca da resposta estrutural.

Depois disso, interessa calcular uma estimativa da resposta máxima da estrutura em cenários pós-sismo considerando: (i) sismos principais com diferentes intensidades; (ii) vários cenários de risco (neste caso simulados pela existência de incêndios ou explosões que danificam elementos estruturais).

Assim, procedeu-se à definição da aceleração da réplica recorrendo a uma amostragem estratificada. Consideram-se os valores de  $a_g^r$ : (1.5; 3.0; 5.0; 6.0; 7.0) [ $m/s^2$ ]. Calculando, para os 10 sismos considerados, a resposta para estes valores da aceleração da réplica depois de se submeter a estrutura a várias acelerações do sismo principal, pode fazer-se a média das respostas obtidas para os 10 sismos para cada par  $(a_g^{sp}, a_g^r)$ .

Na Tabela 5.7 apresenta-se a resposta média em termos do deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para o caso de remoção do pilar P1 e para sismo regulamentar de tipo 1.

No caso do deslocamento máximo do topo as variações são bastante reduzidas, comprovando-se que, com este modelo e restantes considerações efectuadas, a influência

do sismo principal na resposta pós-sismo é muito pequena. Isto é mais evidente para as acelerações da réplica mais baixas. Relativamente às acelerações do 1º piso, são constante em duas fases distintas, antes da formação da primeira rótula plástica e depois desse momento. Nessas duas fases, os valores são iguais.

Tabela 5.7: Resposta média para vários valores da aceleração da réplica em termos de acelerações e deslocamentos para o caso de remoção do pilar P1 e sismo tipo 1

Acelerações sismo principal (m/s <sup>2</sup> )	Acelerações da réplica (m/s <sup>2</sup> )									
	1.5		3		5		6		7	
	Deslocamento do topo	Aceleração do 1º piso	Deslocamento do topo	Aceleração do 1º piso	Deslocamento do topo	Aceleração do 1º piso	Deslocamento do topo	Aceleração do 1º piso	Deslocamento do topo	Aceleração do 1º piso
6.53E-02	-0.264	-3.36	-0.274	-0.164	-0.0081	-0.0211	-0.0476	-0.736	-0.0697	1.61
1.70E-01	-0.264	-3.36	-0.274	-0.163	-0.008	-0.021	-0.0482	-0.736	-0.0696	1.61
2.44E-01	-0.264	-3.36	-0.274	-0.162	-0.0079	-0.0209	-0.0484	-0.736	-0.0696	1.61
3.20E-01	-0.264	-3.36	-0.274	-0.161	-0.0079	-0.0207	-0.0485	-0.736	-0.0696	1.61
4.04E-01	-0.264	-3.35	-0.275	-0.16	-0.0077	-0.0206	-0.049	-0.736	-0.0696	1.61
5.03E-01	-0.264	-3.35	-0.274	-0.16	-0.0074	-0.0205	-0.0012	-0.0607	-0.0696	1.61
6.27E-01	-0.264	-3.34	-0.274	-0.162	-0.0061	-0.0203	-0.0012	-0.061	-0.0695	1.61
7.95E-01	-0.262	-3.3	-0.272	-0.171	-0.005	-0.0203	-0.001	-0.0608	-0.0693	1.61
1.05E+00	-0.256	-2.67	-0.261	0.756	-0.0488	-0.657	-0.0721	-1.39	0.0029	1.61
1.58E+00	-0.248	-2.7	-0.339	0.751	-0.0494	-0.651	-0.0339	-0.73	-0.0719	-0.0333
1.67E+00	-0.248	-2.7	-0.339	0.748	-0.0496	-0.65	-0.0373	-0.73	-0.0723	-0.0332
1.77E+00	-0.248	-3.32	-0.339	0.748	-0.0481	-0.648	-0.0411	-0.73	-0.0722	-0.0337
1.90E+00	-0.248	-3.32	-0.34	0.747	-0.0439	-0.647	0.0047	-0.0547	-0.0712	-0.034
2.05E+00	-0.248	-3.33	-0.342	0.746	-0.0366	-0.646	-0.037	-0.738	-0.0771	-0.0947
2.25E+00	-0.247	-3.33	-0.34	0.743	-0.0253	-0.642	-0.0343	-0.737	0.0457	0.821
2.52E+00	-0.245	-3.31	-0.301	0.742	-0.0093	-1.2	-0.0309	-0.736	-	-
2.93E+00	-0.24	-3.3	-0.293	0.733	0.006	-1.2	-0.0255	-0.735	-	-
3.71E+00	-0.207	-3.27	-0.247	1.25	-0.0289	-0.634	0.037	-0.732	-	-

Assim, para cada valor da aceleração do sismo principal, obtêm-se respostas para diferentes intensidades da réplica. Como o objectivo é conhecer a resposta média da estrutura para cada valor da aceleração do sismo principal, a questão está agora em determinar o valor médio da resposta para cada valor da aceleração do sismo principal.

Como referido anteriormente, uma vez que não se considera a degradação da rigidez do material ao longo da análise dinâmica, a diferença entre a ocorrência de dois eventos sísmicos consecutivos ou apenas um evento sísmico é muito reduzida (devendo-se apenas aos deslocamentos residuais no final do sismo principal e consequentes efeitos de 2ª ordem). Assim, a resposta não varia de forma significativa com a aceleração do sismo principal. Logo, o estudo que se propõe fazer fornecerá respostas aproximadamente iguais em todos os valores da aceleração do sismo principal.

Ainda assim, o estudo tem interesse, podendo-se definir a resposta média da estrutura no caso de ser submetida a um sismo de determinada intensidade e no caso de um dos elementos da base ser destruído.

Em desenvolvimentos futuros, através da introdução de um modelo que considere a degradação da rigidez, espera-se poder obter a resposta estrutural em cenários pós-sismo considerando diferentes intensidades do sismo principal. Desta forma, seguindo um procedimento idêntico ao que se apresenta de seguida será possível quantificar a resposta estrutural em cenários de risco pós-sismo.

Para obter tal estimativa, deve fazer-se uma avaliação para ver qual a distribuição que melhor se aproxima a cada parâmetro da resposta estrutural. Pode acontecer que para parâmetros diferentes da resposta a distribuição seja diferente. Geralmente, a distribuição log-Normal é a que se aproxima melhor à maior parte dos parâmetros das respostas.

Para executar estes testes de hipóteses, recorre-se a parâmetros da qualidade de ajuste, que não são mais do que medidas que descrevem a capacidade de determinado modelo



estatístico aproximar um conjunto de valores registados em observações reais.

Estas medidas geralmente sumarizam a discrepância existente entre os valores observados e valores teóricos obtidos segundo o modelo em análise. A utilização pode ser, por exemplo, avaliar se dois conjuntos de valores têm a mesma distribuição. Neste sentido, pode usar-se o teste de Kolmogorov-Smirnov, o critério de Cramér-von Mises, o teste de Anderson-Darling, entre outros.

No caso da variância das observações ser conhecida, uma maneira de construir uma medida de qualidade de ajuste é através da soma dos quadrados dos erros:

$$\chi^2 = \sum \frac{(O - E)^2}{\sigma^2} \quad (5.1)$$

onde  $\sigma^2$  é a variância da observação,  $O$  são os dados registados e  $E$  os dados teóricos. Este método apenas é útil no caso de se ter estimativas prévias do erro das medições.

Outro critério, conhecido como "Teste de  $\chi$ -Quadrado de Pearson" é:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (5.2)$$

onde  $O_i$  é um dos registos observados do grupo  $i$ ,  $E_i$  é um dos valores esperados (teórico) do grupo  $i$ , calculado por:

$$E_i = (F(Y_u) - F(Y_l)) \times N \quad (5.3)$$

onde  $F$  é a função de probabilidade acumulada da distribuição em análise,  $Y_u$  e  $Y_l$  são o limite superior e inferior, respectivamente, do grupo  $i$ , e  $N$  é o número da amostra.

O resultado obtido pode ser comparado com a distribuição chi-quadrado ( $\chi^2$ ) para aferir da qualidade da aproximação. O número de graus de liberdade desta distribuição pode tomar-se como  $(N - 1)$ .

No entanto, no caso em estudo não é possível saber *a priori* qual os valores médios esperados. Como tal, outro procedimento é exigido.

Consideram-se como possíveis distribuições passíveis de serem ajustadas a distribuição normal ou a distribuição de extremos Weibull.

## 5.6.2 Ajuste de distribuições Normais ou log-Normais

Um modo prático de verificar se um dado conjunto de valores se ajusta bem a uma distribuição Normal ou log-Normal é representar graficamente os quantis da amostra em análise em função dos quantis teóricos da distribuição normal (gráfico que se designa usualmente por Q-Q) [31].

O procedimento para construir este gráfico é o que se descreve de seguida. Seja  $\mathbf{x}$  um conjunto de  $n$  registos, aos quais se pretende efectuar um ajuste da distribuição Normal ou log-Normal. Estes registos devem ser ordenados por ordem ascendente de forma a obter  $[x_{(1)}, x_{(2)}, \dots, x_{(n)}]$ , tal que  $x_{(1)} \leq x_{(2)} \leq \dots \leq x_{(n)}$ . Quando os registos são diferentes entre si, o valor  $x_{(k)}$  tem exactamente  $k$  valores menores ou iguais a ele próprio. Assim, a probabilidade acumulada  $p_{(k)}$  de cada valor  $x_{(k)}$  pode ser calculada através da expressão  $\frac{k}{n}$ . Uma outra estimativa de  $p_{(k)}$  através da expressão  $\frac{k-3/8}{n+1/4}$ , é adoptada em [31], sendo igualmente adoptada neste trabalho.

O gráfico Q-Q é obtido representando os registos ordenados em função dos quantis teóricos da distribuição normal correspondentes a cada probabilidade  $p_{(k)}$ . Estes valores são obtidos calculando  $\Phi^{-1}(p_{(k)})$ , onde  $\Phi^{-1}$  é a função inversa da distribuição normal acumulada, com média e desvio-padrão iguais aos dos registos observados. Neste caso, para determinação da média e desvio-padrão da amostra procede-se à definição dos valores da aceleração da réplica considerados através de amostragem estratificada, calculando a probabilidade de ocorrência de cada um deles de forma semelhante ao que se fez na Secção 5.1 para os valores da aceleração do sismo principal.

No caso dos registos serem bem aproximados por esta distribuição, então o gráfico Q-Q obtido deve ser uma recta a 45° passando pela origem.

### 5.6.3 Ajuste da distribuição Weibull

A função de distribuição de extremos de Weibull, na sua forma com 3 parâmetros, podem ser escritas na forma:

$$f(x) = a \times b^{-1} \times [(x - c)/b]^{a-1} \times \exp(-[(x - c)/b]^a) \quad (x > c; a, b > 0) \quad (5.4)$$

onde  $a$  é o factor de forma,  $b$  é o factor de escala e  $c$  é o parâmetro de localização. No caso de  $c=0$  a expressão representa a família das distribuições de Weibull de dois parâmetros.

A distribuição de Weibull com dois parâmetros têm sido alvo de muitos estudos, principalmente naquilo que diz respeito à calibração dos testes de ajuste exequíveis para a verificação da sua utilização. Nesse sentido, são apresentadas em [16] tabelas com valores críticos da verificação do ajuste para amostras de diferentes tamanhos, desenvolvidas por diferentes autores.

Ainda assim, os autores encontraram inconsistências nos métodos existentes, nomeadamente quando a amostra tem mais do que 80 registos. Assim, propõem testes de ajuste alternativos da distribuição Weibull. Estes testes são baseados na correlação estatística de Shapiro-Wilk. Esta correlação é muito poderosa e pode, inclusivé, ser utilizada na verificação da aproximação da distribuição Normal.

Assim, se  $X_{(1)}, X_{(2)}, \dots, X_{(n)}$  consistirem na amostra ordenada de tamanho  $n$ . Para distribuições de Weibull de dois e três parâmetros, o coeficiente de correlação  $R_w^2$  é dado por:

$$R_w = \frac{\sum_{i=1}^n (X_{(i)} - \bar{X}) \times m_{w,i}}{\left[ \sum_{i=1}^n (X_{(i)} - \bar{X})^2 \sum_{i=1}^n (m_{w,i} - \bar{m})^2 \right]^{1/2}} \quad (5.5)$$

onde:

$$m_{w,i} = (-\ln[1 - (i - 0.3175)/(n + 0.365)])^{1/\hat{a}} \quad (5.6)$$

é a média proposta por Filliben (1975), excepto se se verificar a dependência da estimativa  $\hat{a}$  do factor de forma  $a$ .

Se os registos forem bem aproximados por uma distribuição Weibull o gráfico Q-Q que se obtém representando  $(X_{(i)}, m_{w,i})$ , deve ser uma linha recta e  $R_w^2$  é o coeficiente de correlação linear deste gráfico.

Se uma variável  $X$  tem distribuição de Weibull com dois parâmetros, a variável  $Y = \ln(X)$  tem também distribuição de valores extremos. A aplicação de "goodness-of-fit tests" nesta escala tem vantagens, na medida em que a correlação não é dependente do valor  $\hat{a}$ .

Assim, [16] propõem as seguintes expressões para testar o ajuste de uma distribuição de Weibull com dois parâmetros:

$$R_{we} = \frac{\sum_{i=1}^n (\ln(X_{(i)}) - \ln(\bar{X})) \times \ln(m_{w,i})}{\left[ \sum_{i=1}^n (\ln(X_{(i)}) - \ln(\bar{X}))^2 \sum_{i=1}^n (\ln(m_{w,i}) - \ln(\bar{m}))^2 \right]^{1/2}} \quad (5.7)$$

onde:

$$\ln(m_{w,i}) = \ln \left( (-\ln[1 - (i - 0.3175)/(n + 0.365)])^{1/\hat{\alpha}} \right) \quad (5.8)$$

Além da comparação com outros testes propostos por diferentes autores, em [16] é efectuada a calibração de várias distribuições de dois e três parâmetros de Weibull e discutida a sua aplicação em diferentes circunstâncias. Os parâmetros a utilizar são apresentados sob a forma de tabelas.

#### 5.6.4 Aplicação

O número muito reduzido de valores da aceleração da réplica disponíveis não permite a determinação de resultados com grande significado. No entanto, fica o exemplo de procedimento a seguir em futuros desenvolvimentos. Verifica-se apenas a aproximação da distribuição log-Normal.

Consideram-se os casos de remoção do pilar P1 e não remoção de elementos. Para os restantes casos o procedimento seria o mesmo.

Tabela 5.8: Cálculo da resposta média para o caso de remoção do pilar P1

Deslocamento do topo	Registos máximos absolutos ordenados	0.041	0.048	0.072	0.248	0.339
	ln(x)	-3.192	-3.034	-2.628	-1.394	-1.082
	$\mu$	-2.266				
	$\sigma^2$	0.748				
	CDF(x)	0.119	0.310	0.500	0.690	0.881
	$\Phi^{-1}(CDF(x))$	-3.149	-2.638	-2.266	-1.894	-1.383
Aceleração do 1º piso	Registos máximos absolutos ordenados	0.034	0.648	0.730	0.748	3.320
	ln(x)	-3.390	-0.434	-0.315	-0.290	1.200
	$\mu$	-0.646				
	$\sigma^2$	2.244				
	CDF(x)	0.119	0.310	0.500	0.690	0.881
	$\Phi^{-1}(CDF(x))$	-3.293	-1.762	-0.646	0.470	2.001
Corte basal	Registos máximos absolutos ordenados	16.4	31.6	32.6	47.6	154
	ln(x)	2.797	3.453	3.484	3.863	5.037
	$\mu$	3.727				
	$\sigma^2$	0.547				
	CDF(x)	0.119	0.310	0.500	0.690	0.881
	$\Phi^{-1}(CDF(x))$	3.082	3.455	3.727	3.999	4.372
Curvatura	Registos máximos absolutos ordenados	0.013	0.018	0.022	0.025	0.042
	ln(x)	-4.320	-4.012	-3.830	-3.705	-3.170
	$\mu$	-3.807				
	$\sigma^2$	0.144				
	CDF(x)	0.119	0.310	0.500	0.690	0.881
	$\Phi^{-1}(CDF(x))$	-3.978	-3.879	-3.807	-3.736	-3.637

Uma vez verifica a aproximação dos registos com a distribuição log-Normal pode proceder-se à determinação do valor médio e desvio-padrão dos parâmetros da resposta

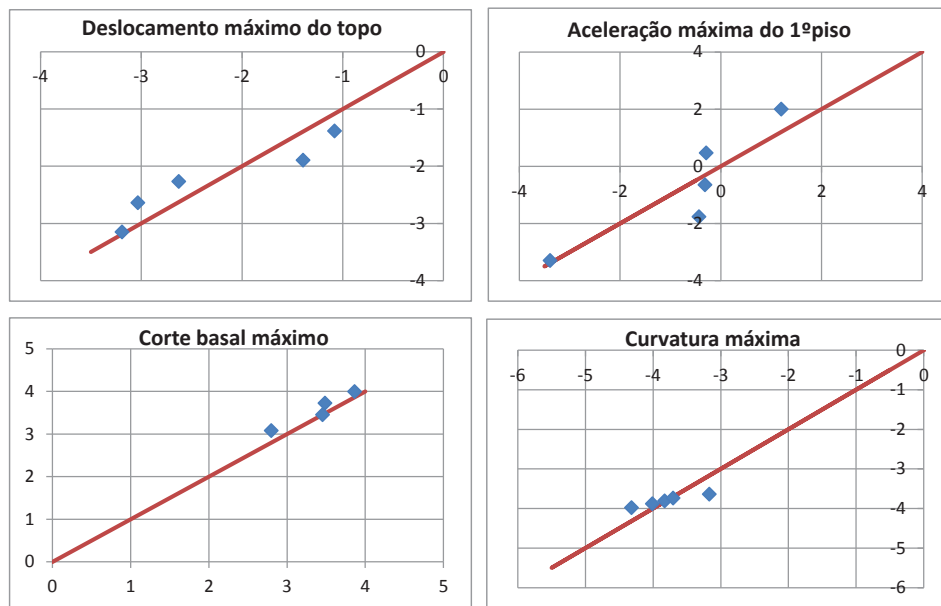


Figura 5.31: Gráficos Q-Q de ajuste da distribuição log-Normal aos parâmetros de resposta no caso da remoção do pilar P1 (no eixo das abcissas são representados os quantis teóricos e no eixo das ordenadas os valores de  $\ln(x)$ )

Tabela 5.9: Cálculo da resposta média para o caso de não remoção de elementos

Deslocamento do topo	Registos máximos absolutos ordenados	0.0279	0.0305	0.064	0.0649	0.0822
	$\ln(x)$	-3.5791	-3.4900	-2.7489	-2.7349	-2.4986
	$\mu$	-3.0103				
	$\sigma^2$	0.1919				
	CDF(x)	0.1190	0.3095	0.5000	0.6905	0.8810
Aceleração do 1º piso	Registos máximos absolutos ordenados	0.2290	0.4060	0.9190	0.9790	1.8900
	$\ln(x)$	-1.4740	-0.9014	-0.0845	-0.0212	0.6366
	$\mu$	-0.3689				
	$\sigma^2$	0.5435				
	CDF(x)	0.1190	0.3095	0.5000	0.6905	0.8810
Corte basal	Registos máximos absolutos ordenados	23.2	23.5	72.1	73.2	100
	$\ln(x)$	3.1442	3.1570	4.2781	4.2932	4.6052
	$\mu$	3.8955				
	$\sigma^2$	0.3836				
	CDF(x)	0.1190	0.3095	0.5000	0.6905	0.8810
Curvatura	Registos máximos absolutos ordenados	0.0048	0.0114	0.0147	0.0152	0.0268
	$\ln(x)$	-5.3391	-4.4741	-4.2199	-4.1865	-3.6194
	$\mu$	-4.3678				
	$\sigma^2$	0.3139				
	CDF(x)	0.1190	0.3095	0.5000	0.6905	0.8810
	$\Phi^{-1}(CDF(x))$	-3.9778	-3.8792	-3.8075	-3.7357	-3.6372

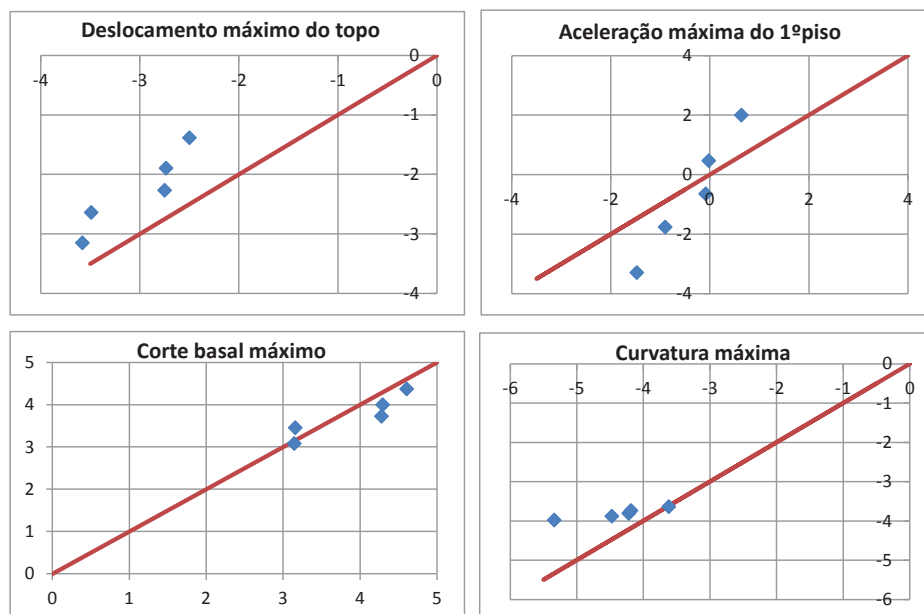


Figura 5.32: Gráficos Q-Q de ajuste da distribuição log-Normal aos parâmetros de resposta no caso da não remoção de elementos (no eixo das abcissas são representados os quantis teóricos e no eixo das ordenadas os valores de  $\ln(x)$ )

considerados, o que pode ser feito através das expressões:

$$E[X] = e^{\mu + \sigma^2/2} \quad (5.9)$$

$$Var[X] = (e^{\sigma^2} - 1) e^{2\mu + \sigma^2} \quad (5.10)$$

### 5.6.5 Resultados

Para os parâmetros da resposta estrutural em estudo (deslocamento máximo do topo, aceleração máxima do 1º piso, corte basal máximo e curvatura máxima da secção superior de um pilar da base), a aproximação através da distribuição log-Normal permite a obtenção das estimativas da resposta apresentadas na Tabela 5.10 para os dois casos analisados e para sismo regulamentar de tipo 1.

No futuro espera-se poder sistematizar este procedimento a vários valores da aceleração do sismo principal, construindo uma curva que indique a estimativa da resposta estrutural em cenários pós-sismo em função da intensidade do sismo principal e do cenário de dano considerado.

Nesse caso é necessário ter em atenção que os vários conjuntos de registos correspondentes à resposta máxima sabendo que ocorreu um sismo principal com dada intensidade não são independentes, como tal o teste de normalidade ou outro que se pretenda aplicar terá de ter esse factor em consideração.

Tabela 5.10: Resposta estrutural (máxima) média quando submetida a um sismo regulamentar de tipo 1

Parâmetros de resposta	Distribuição	Cenário de dano		
		Remoção do P1	Sem Remoção	
Deslocamento máximo do topo (m)	log-Normal	Média	0.151	0.054
		Desvio-padrão	0.159	0.025
Aceleração máxima do 1º piso (m/s <sup>2</sup> )		Média	0.524	0.907
		Desvio-padrão	4.674	0.771
Corte basal máximo (kN)		Média	54.61	59.58
		Desvio-padrão	46.57	40.74
Curvatura máxima (1/m)		Média	0.0239	0.0148
		Desvio-padrão	0.0094	0.0090

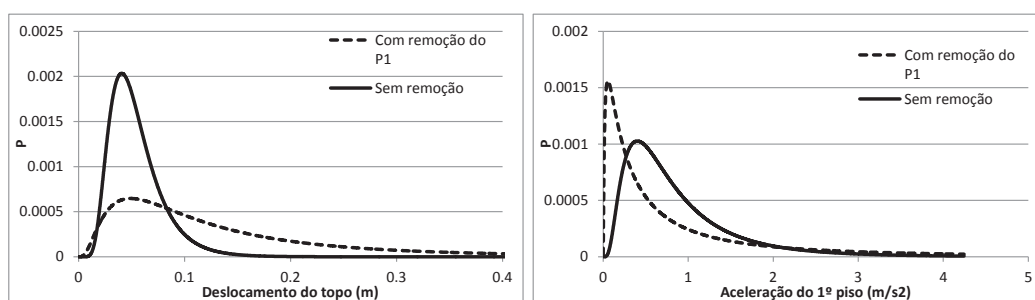


Figura 5.33: Resposta estrutural (máxima) média quando submetida a um sismo regulamentar de tipo 1

## 5.7 Conclusões

Neste Capítulo aplicou-se a formulação desenvolvida a um caso de estudo que consiste num pórtico metálico, situado em Lisboa, dimensionado de acordo com o EC3 [28] e EC8 [29]. Consideraram-se 10 sismos reais descritos na base de dados do PEER [43]. O espaço amostral da aceleração do sismo principal foi dividido em 18 intervalos. O dano introduzido pela ocorrência de um incêndio ou explosão subsequente ao sismo principal é simulado através da remoção directa de um pilar da base da estrutura durante a análise. A estrutura é modelada com elementos finitos de plasticidade semi-concentrada e o modelo de comportamento do material é o *Steel02*, uma adaptação do modelo de Menegotto-Pinto [37].

Para cada valor da aceleração do sismo principal e para cada cenário de dano considerado, determina-se o valor da aceleração da réplica que provoca o colapso da estrutura, através do método da bissecção.

A aceleração média da réplica necessária para provocar colapso mantém-se aproximadamente constante para todos os valores da aceleração do sismo principal, pelo que se pode concluir que, com este modelo, a estrutura tem, em média, uma resposta igual qualquer que seja a intensidade do sismo principal a que foi submetida.

A não consideração do dano nas ligações estruturais influencia os resultados obtidos, fazendo com que a aceleração média da réplica necessária para provocar o colapso seja sempre a mesma. As variações registadas são bastante pequenas. Acredita-se que aumentando o número de sismos na base de dados, as pequenas diferenças diminuiriam

ainda mais e a aceleração da réplica de colapso seria constante para todos os valores da aceleração do sismo principal.

Assim, é aconselhável em desenvolvimentos futuros considerar um modelo que englobe outros factores, como a degradação da rigidez do material ao longo da análise, adequados ao material e à estrutura em estudo.

A resposta máxima durante as réplicas, para os sismos considerados, não varia monotonamente com o aumento da aceleração do sismo principal. Há sismos em que a resposta máxima durante as réplicas aumenta com a aceleração do sismo principal, mas também há casos em que essa resposta diminui.

Após o sismo principal, é expectável que o período da estrutura seja alterado pelo que a resposta não poderá ser comparada à resposta inicial nem à resposta que se teria em regime elástico. Por outro lado, quanto maior a intensidade do sismo principal maior será a resposta não-linear da estrutura, pelo que se espera que o período aumente com a intensidade do sismo principal. Se isto se verificar então, olhando para o espectro de resposta em acelerações, verifica-se que quando maior o período da estrutura menor será a aceleração máxima registada. Pelo que se poderá argumentar que para dois sismos principais com acelerações crescentes, o período de vibração da estrutura após o sismo principal será maior no 2º caso (maior aceleração do sismo principal), desta forma e atendendo ao referido acima, para provocar a mesma resposta na estrutura, será provavelmente necessário uma réplica com maior aceleração no 2º caso do que no 1º, uma vez que a estrutura tem neste último maior rigidez, portanto menor período.

Se isto fosse generalizável, então seria expectável que a aceleração da réplica que provoca o colapso fosse crescente com o aumento da aceleração do sismo principal. No entanto, tal não se verifica. Em primeiro lugar, o modelo de comportamento que se adopta para o material não contempla nenhum parâmetro de dano pelo que, independentemente da intensidade do sismo principal, a rigidez da estrutura no início da réplica é a mesma. Há ligeiras alterações devidas aos efeitos de segunda ordem da carga gravítica. Por outro lado, como consequência da não-linearidade do comportamento da estrutura e da acção dos diferentes sismos o efeito na estrutura das réplicas é diferenciado.

As variações na resposta aos sismos podem estar relacionadas com o próprio sismo, tal como referido anteriormente, e também com a forma como é gerado o espectro de acelerações utilizado no WavGen. Neste trabalho utilizou-se o espectro de resposta de acelerações do EC8 para ajustar o acelerograma com recurso ao WavGen. No entanto, verifica-se que, caso se utilize o espectro de resposta obtido a partir do próprio sismo (escalado *a priori* para ter uma dada aceleração pretendida para o período fundamental) o comportamento pode variar, uma vez que estes dois espectros são substancialmente diferentes, nomeadamente para valores mais elevados do período de vibração. Ainda assim, o espectro de resposta médio obtido com os 10 acelerogramas da base de dados do trabalho aproxima relativamente bem o espectro de resposta objectivo do EC8. Mas em desenvolvimento futuros é recomendável utilizar acelerogramas que não sejam submetidos a grandes modificações quando ajustados ao espectro de resposta objectivo, uma vez que isso pode levar a que o sismo real utilizado se transforme num movimento do terreno pouco representativo da realidade.

Como tal, os resultados obtidos não devem ser considerados individualmente, mas apenas depois de combinar os vários sismos, neste caso através de uma média aritmética.

Os parâmetros: passo de tempo de análise, passo de tempo dos acelerogramas, valor do 1º período para o qual se define o amortecimento de Rayleigh, valor do critério de

convergência do método da bissecção têm influência na precisão dos resultados, mas não afectam o andamento dos mesmos.

Desta forma, conclui-se que com este modelo simplificado que não considerada a degradação da rigidez, a ocorrência de eventos sísmicos consecutivos não tem influência na segurança estrutural. Não existindo grande diferença entre a ocorrência destes eventos consecutivos e de um evento isolado, uma vez que a aceleração média da réplica que provoca o colapso é igual independentemente do sismo principal que a antecedeu.



## Capítulo 6

# Conclusões

### 6.1 Generalidades

É expectável que as estruturas dimensionadas de acordo com o EC8 que sejam sujeitas a um sismo de elevada magnitude (i.e., sismo principal) se encontrem estruturalmente debilitadas imediatamente após ocorrência do mesmo. Admitindo que neste contexto as estruturas não colapsaram, interessa aos serviços que tenham a seu cargo a avaliação expedita e as tomadas de decisão de curto-prazo em cenários pós-sismo, disporem de ferramentas que permitam analisar a capacidade dessas estruturas em resistirem a efeitos de eventos múltiplos consecutivos que geralmente se seguem a um sismo principal. Exemplos de eventos consecutivos são incêndios, explosões (e.g. devido a fugas de gás), tsunamis, e/ou réplicas de maior ou menor intensidade.

Ao contrário das análises habitualmente realizadas, que estudam o comportamento estrutural apenas durante um sismo (principal), neste trabalho apresenta-se um método de análise que permite considerar numa análise sísmica os eventos que normalmente se seguem a um sismo de elevada magnitude, nomeadamente a sequência sismo-réplica. Assim, sujeitou-se a estrutura, em primeiro lugar, a um sismo principal e, de seguida, foi submetida a um de dois cenários possíveis. No primeiro, assume-se que a estrutura debilitada é sujeita a uma réplica, e no segundo, assume-se que a estrutura debilitada perde um elemento de suporte (por efeito de um incêndio ou de uma explosão) e de seguida é sujeita a uma réplica. Com isto é possível avaliar o desempenho estrutural pós-sismo e aferir da robustez estrutural considerando as sequências de eventos mencionados.

Na prática será necessário executar duas análises dinâmicas consecutivas. A robustez é aqui avaliada, primeiramente, pela ocorrência ou não de colapso progressivo e, secundariamente, por alguns parâmetros de resposta, como seja o deslocamento do topo máximo durante a análise dinâmica da réplica. No entanto, para efeitos do cálculo das probabilidades de falha considera-se que se não ocorrer colapso progressivo a estrutura tem condições para ser evacuada, cumprindo com os requisitos mínimos que se pretende assegurar (não provocar vítimas em caso de acção accidental).

Para obter dados referentes à robustez de estruturas nestes cenários poder-se-ia optar por utilizar um método de simulação como o Método de Monte Carlo. Para tal poder-se-iam executar um número de Análises Dinâmicas que garanta a obtenção de resultados com significado estatístico. O número elevado de análises era conseguido através da alteração dos acelerogramas utilizados através da geração probabilística da aceleração do sismo

principal e réplica, criando um par diferente das duas acelerações em cada análise. Com este procedimento obtém-se o número de vezes em que se verificou o colapso da estrutura, podendo calcular-se a probabilidade de falha através da divisão desse número pelo número total de análises da sequência sismo-réplica.

O número de iterações necessárias, e o conseqüente tempo de processamento, em conjunto com a pouca informação recolhida no final do Método levaram a que este não fosse seguido, procurando-se um método que em cada iteração, ao invés de obter uma resposta binária, permitisse obter mais informação acerca do comportamento da estrutura, podendo relacionar a tendência de colapso com dados probabilísticos sobre a ocorrência dos eventos sísmicos que a provocam.

O objectivo será construir uma curva que indique para cada valor da intensidade do sismo principal, e com a informação sobre o(s) elemento(s) debilitado(s) devido à ocorrência de incêndios ou explosões entre os dois eventos sísmicos, o valor da intensidade da réplica que provoca o colapso da estrutura.

O objectivo do trabalho é alcançado através da utilização de um método que permita obter, para cada possível valor de intensidade do sismo principal, o menor valor da intensidade da réplica que provoca o colapso da estrutura. Não sendo possível testar todos os possíveis valores de intensidade do sismo principal, procede-se à definição probabilística do mesmo, definindo o espaço amostral da intensidade do sismo principal através de amostragem estratificada.

A intensidade do sismo principal e réplica é definida através da aceleração máxima à superfície do terreno. É desenvolvido no OpenSees um modelo de elementos finitos não-lineares, recorrendo a elementos finitos de plasticidade semi-concentrada, sendo efectuadas análises física e geometricamente não-lineares.

Consideram-se 10 acelerogramas retirados da base de dados do PEER [43]. Utilizando o programa WavGen, baseado na transformada "wavelet", compatibilizam-se estes acelerogramas ao espectro de resposta do EC8 [29] em termos de amplitude e conteúdo de frequências. Desta forma, obtêm-se sismos passíveis de ocorrer em qualquer zona do país. Neste caso utiliza-se o espectro de resposta do EC8 para a região de Lisboa.

## 6.2 Resultados e Análise

Em relação aos resultados finais obtidos, nos gráficos onde se apresenta a probabilidade da réplica que provoca o colapso ser excedida em função da aceleração do sismo principal, pode observar-se que a resposta não é influenciada pela aceleração do sismo principal, uma vez que a aceleração da réplica de colapso se mantém praticamente constante.

A não consideração de um modelo que contabilize a degradação do comportamento estrutural, nomeadamente das ligações, alterando o valor da sua rigidez ao longo dos ciclos de análise, influencia os resultados fazendo com que, para este caso, o efeito do sismo principal na resposta em cenários pós-sismo não seja significativo. Isto é, a resposta estrutural pós-sismo não é alterada em função da intensidade do sismo principal.

Olhando para os resultados parciais obtidos para cada sismo, conclui-se que a resposta máxima durante as réplicas não varia monotonamente com o aumento da aceleração do sismo principal. Há sismos em que a resposta máxima durante as réplicas aumenta com a aceleração do sismo principal, mas também há casos em que essa resposta diminui.

Desta forma, é de referir que a forma do espectro de resposta de cada um dos sismos é

mais importante para a resposta estrutural do que o estado de dano da estrutura no final do sismo principal.

Além deste facto, a aleatoriedade da acção dos sismos e a não-linearidade do comportamento estrutural também influenciam e impossibilitam a generalização da tendência de resposta estrutural durante a actuação da réplica para os casos individuais de cada sismo. Por um lado, o andamento do sismo influencia o local onde se formam rótulas plásticas e por outro lado, o andamento do sismo influencia a forma como a própria estrutura se comporta depois da formação das rótulas plásticas, o que obviamente influencia a resposta global e local da estrutura.

Os índices de fiabilidade obtidos são maiores para o caso da remoção de um pilar interior do que no caso de inviabilização de um pilar exterior. Pelo que se pode concluir que a estrutura fica mais vulnerável quando, após o sismo principal, um dos pilares laterais da base é destruído. Os índices de fiabilidade obtidos para o caso de remoção dos pilares interiores são 2.33 e 2.34, para o caso de remoção do P2 ou P3, respectivamente. Já no caso de remoção do P1 ou P4, os valores do índice são 2.21 e 2.23, respectivamente.

No caso de não ocorrer a inviabilização de nenhum dos pilares o índice de fiabilidade da estrutura é 2.48.

Apresentou-se um exemplo de um possível cenário pós-sismo, onde se consideram as sequências de acontecimentos já abordadas neste trabalho, nomeadamente a possibilidade de ocorrer um incêndio/explosão, na sequência do sismo principal, que inviabilize um dos elementos estruturais da base. Assumiu-se que a probabilidade de ocorrência de um incêndio num edifício após um sismo é de 30%. A probabilidade de colapso total neste cenário é obtida pela soma das probabilidades parciais obtidas no final de cada ramo (cenário). Obtém-se uma probabilidade de colapso de  $8.00 \times 10^{-3}$ , o que equivale a um índice de fiabilidade de 2.40.

Apesar das respostas serem diferentes de sismo para sismo e de não ser possível estabelecer uma tendência considerando apenas para esses resultados, o mesmo não se passa quando se faz a média das respostas dos 10 sismos considerados. Nesse caso, as diferenças entre os vários sismos esbatem-se e obtém-se um gráfico que relaciona a aceleração da réplica de colapso com a aceleração do sismo principal, praticamente horizontal. É expectável que, caso se aumentasse o número de sismos considerados a resposta média tornar-se-ia ainda mais uniforme. Assim sendo, é de referir que caso se considerem as simplificações deste trabalho a acção de sismos principais de diferentes intensidades não é altera de forma significativa a resposta estrutural em cenários pós-sismo e, consequentemente, a segurança estrutural nesses cenários.

A consideração de um modelo de dano adequado é fundamental para se poder simular a influência do sismo principal na resposta estrutural pós-sismo.

Foi possível verificar a importância para a segurança da estrutura da ocorrência de incêndios/explosões, considerados simplificados através da remoção de um dos elementos da base da estrutura, quando esta é sujeita a um sismo principal seguido de uma réplica.

De forma resumida, as principais ilações a tirar são: (i) a aplicabilidade da formulação que permite realizar análises de robustez de estruturas foi demonstrada com este estudo; (ii) foi possível proceder à realização das análises que incluíram remoção de elementos. A remoção de um dos elementos estruturais traduz-se num aumento das deformações da estrutura e numa maior vulnerabilidade principalmente devido aos efeitos de segunda ordem associados a uma resposta não-linear significativa durante o sismo principal. No

caso de não se registarem grandes deformações, a remoção de um dos elementos poderia não ser prejudicial à estrutura, uma vez que quando se remove um elemento a frequência própria da estrutura diminui ficando, desta forma, menos susceptível à acção sísmica; (iii) Tal como se esperava, os índices de fiabilidade estrutural nos cenários em que se considera a remoção de um dos pilares são menores do que no caso em que se considera apenas a ocorrência consecutiva de sismo e réplica; (iv) os índices de fiabilidade obtidos são, em media, de 2.28 para o caso de se considerar a remoção de um dos elementos e de 2.48 no caso de não se considerar essa remoção, mostrando claramente o impacto de incêndios/explosões e de réplicas na segurança estrutural; (v) considerou-se um possível cenário de risco pós-sismo. Neste caso a probabilidade de rotura calculada é de  $8.00 \times 10^{-3}$ , o que corresponde a um índice de fiabilidade de 2.40; (vi) para a avaliação da segurança estrutural em cenários pós-sismo é vital a consideração da degradação da rigidez da estrutura; (vii) o ajuste de acelerogramas através do "*wavelet-based generation*" não permite que se tirem ilações acerca da resposta estrutural apenas com base em resultados de sismos isolados, sendo fundamental usar vários acelerogramas, fazendo depois uma estimativa média da resposta.

Quando a estrutura é submetida a um evento sísmico de elevada magnitude a resposta não-linear da estrutura deixa-a num estado debilitado, pelo que é expectável que quanto mais intenso for o sismo principal, mais debilitada esteja a estrutura, não só pelo número de ciclos de elevada amplitude a que foi submetida e que danificam severamente as ligações, mas também pelas elevadas deformações que se registam, com efeitos de segunda ordem consideráveis.

### 6.3 Desenvolvimento Futuro

A consideração do dano no material, através da adopção de um modelo de comportamento do material que contemple esse aspecto, será englobada no desenvolvimento futuro deste trabalho.

Espera-se que com este acréscimo a estrutura passe a ter um comportamento diferenciável em função da intensidade do sismo principal. Podendo assim determinar-se, em primeiro lugar valores diferentes da aceleração da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal que a antecede e, em segundo lugar, uma resposta estrutural média em cenários pós-sismo, também ela em função da aceleração do sismo principal.

É expectável que, para valores da aceleração do sismo principais baixos, a probabilidade de falha seja menor, sendo necessários eventos secundários com probabilidade de ocorrência muito baixa (réplicas muito intensas) para se atingir o colapso. Neste contexto, estes eventos são os que se localizam nas caudas das funções de probabilidade de sismo principal ou réplica.

No outro extremo passa-se o contrário, isto é, para um sismo principal de grande intensidade não é necessária uma réplica forte para provocar o colapso. Nestas duas situações o produto da probabilidade de ocorrência do sismo principal pela probabilidade de excedência da réplica (que dá a probabilidade de falha para esse valor de aceleração do sismo principal) é baixo, uma vez que, um dos valores é necessariamente bastante reduzido.

No caso em que tanto o sismo principal como a réplica têm valores intermédios a probabilidade de falha, obtida pelo produto das probabilidades referidas é maior.

Além da já abordada ausência de um modelo que contemple o dano no material ao longo da análise, uma das principais limitações do trabalho foi a não consideração de qualquer correlação entre a aceleração do sismo principal e da réplica. Esta simplificação permitiu considerar a mesma função densidade de probabilidade para as aceleração do sismo principal e da réplica, independentemente da intensidade do sismo principal. Nos eventos sísmicos registados tem-se verificado que, há na realidade, uma relação entre as intensidades dos sismos e das réplicas subsequentes [57]. Essa relação pode ser abordada do ponto de vista probabilístico ou utilizando um método simples de correlação de variáveis que impeça, por exemplo, que um sismo que se considera principal seja seguido de uma réplica com o triplo da intensidade. Neste caso, é óbvio que o sismo que se considera como principal seria antes um sismo premonitório (i.e., um sismo que precede o sismo principal).

A previsão da ocorrência de sismos e respectivas réplicas foi feita caracterizando probabilisticamente os sismos regulamentares. No entanto, podem utilizar-se outros métodos. Por exemplo em [22] foram desenvolvidas ferramentas para prever os sismos e respectivas réplicas passíveis de ocorrer na Califórnia com um tempo de antecedência de aproximadamente 24h. O zonamento das réplicas e respectivas probabilidade de excedência de determinados valores podem ser adaptados para Portugal e usados na modelação.

A consideração da distribuição log-Normal para função densidade de probabilidade da acção sísmica também será revista, sendo interessante comparar os resultados obtidos com esta distribuição e outras, por exemplo, distribuições de extremos como a de Gumbel.



# Bibliografia

- [1] Baker, J., Schubert, M., and Faber, M. On the assessment of robustness. *Structural Safety*, 3(30):253–267, 2008.
- [2] Baker, J., Straub, D., Kazuyoshi, N., and Faber, M. On assessment of robustness i: A general framework. *JCSS and IABSE Workshop on Robustness of Structures*, 2006. Swiss Federal Institute of Technology, Zurich.
- [3] Barbosa, A.R., Caldeira, L., and Gonçalves da Silva, M. Modelação numérica de pontes incluindo interacção encontro-superestrutura. In *7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*. Porto, Portugal, Setembro 2007.
- [4] Basu, B. and Gupta, V. Seismic response of sdof systems by wavelet modelling of nonstationary processes. *J Engng Mech, ASCE*, 124(10):1142–1150, 1998.
- [5] Bazzurro, P., Cornell, C., Menun, C., Motahari, M., and Luco, N. Advanced seismic assessment guidelines. Technical report, Pacific Earthquake Engineering Research Center - College of Engineering, 2006. PEER Report 2006/5.
- [6] British Standards Institution. *BS 5950: Structural use of steelwork in buildings, Part 1: Code of practice for design - rolled and welded sections*. London (UK), 2001.
- [7] Bruneau, M., Chang, S., Eguchi, R., Lee, G., O'Rourke, T., Reinhorn, A., and Shinozuka, M. A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities. *Earthquake Spectra*, 19(4):733–752, 2003.
- [8] Byfield, M., Davies, J., and Dhanalakshmi, M. Calculation of the strain hardening behaviour of steel structures based on mill tests. *Journal of Constructional Steelwork Research*, 2(65):133–150, 2005.
- [9] Caldeira, L. *Apontamentos da disciplina de Segurança e Dimensionamento de Estruturas*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2007.
- [10] Canisius, T.D.G., Sorensen, J.D., and Baker, J. *Robustness of Structural systems - a New Focus For The Joint Committee on Structural Safety (JCSS)*. Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering. Taylor and Francis Group, London, 2007.
- [11] Cavaco, E., Casas, J., Neves, L., and Huespe, A. Robustness of corroded reinforced concrete structures. A deterministic approach. Structure and infrastructure engineering, 2010.

- [12] Chopra, A. *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice Hall, 2001. ISBN 9780130869739.
- [13] Coleman, J. and Spacone, E. Localization issues in force-based frame elements. *Journal of Structural Engineering*, 127(11):1257–1265, 2001.
- [14] Computers and Incorporation, S. *Analysis Reference Manual for SAP2000*. Berkeley, 2005.
- [15] Cruz, P. and Neves, L. Introdução à análise probabilística simplificada da segurança estrutural. *Revista Engenharia Civil*, 1(12):65–80, 2001.
- [16] Evans, J.W., Johnson, R.A., and Green, D.W. *Two- and Three-parameter Weibull Goodness-of-fit Tests*. Forest Products Laboratory (U.S.), U.S Dept. of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1989.
- [17] Faber, M. *Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering - Lecture Notes*. Swiss Federal Institute of Technology, 2006.
- [18] Faber, M. Conversas. *Construção Magazine*, (37):4–8, 2010.
- [19] Filippou, F. and Fenves, G. *Methods of analysis for earthquake-resistant structures*, chapter 6. Y. Bozorgnia, V.V. Bertero (Eds.), 2004.
- [20] Frangopol, D. and Curley, J. Effects of damage and redundancy on structural reliability. *Journal of Structural Engineering*, 7(113):1533–1549, 1987.
- [21] Gallagher, R., Reasenberg, P., and Poland, C. Earthquake aftershocks-entering damaged buildings: Atc techbrief 2. Technical report, Applied Technology Council (ATC), 1999.
- [22] Gerstenberger, M., Wiemer, S., and Jones, L. Real-time forecasts of tomorrow's earthquakes in california: A new mapping tool. Technical report, USGS Open-File, 2004. Report 2004-1390.
- [23] Global Earthquake Model. *GEM Foundation: Global Earthquake Model*. [www.globalquakemodel.org](http://www.globalquakemodel.org).
- [24] Guerreiro, L. *Introdução à Fiabilidade Estrutural - Texto de apoio à disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica do Mestrado em Engenharia de Estruturas*. Instituto Superior Técnico, 1999.
- [25] Guerreiro, L. *Acção Sísmica - Texto de apoio à disciplina de Engenharia Sísmica e de Pontes do Mestrado em Engenharia de Estruturas*. Instituto Superior Técnico, 2011.
- [26] Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12):1489–1511, 2005. doi:10.1002/eqe.495.
- [27] IPQ. *NP EN 1991-1: 2009, Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2009.



- [28] IPQ. *NP EN 1993-1: 2010, Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [29] IPQ. *NP EN 1998-1: 2010, Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [30] Izzuddin, B., Vlassis, A., Elghazouli, A., and Nethercot, D. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - part i: Simplified assessment framework. *Engineering Structures*, 30(5):1308 – 1318, 2008.
- [31] Jayaram, N. and Baker, J. Statistical tests of the joint distribution of spectral acceleration values. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2008, 98(5):2231–2243, 2008.
- [32] Lind, N. A measure of vulnerability and damage tolerance. *Reliability engineering and system safety*. 1(48):1–6, 1995.
- [33] Luco, N., Gerstenberger, M.C., Uma, S., Ryu, H., Liel, A.B., and Raghunandan, M. A methodology for post-mainshock probabilistic assessment of building collapse risk. In *Pacific Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand, April 2011.
- [34] Luco, N., Uma, S., Ryu, H., Liel, A.B., and Raghunandan, M. Developing fragilities for mainshock-damaged structures through incremental dynamic analysis. In *Pacific Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand, April 2011.
- [35] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., and Gregory, L. *The OpenSees command language manual, version 2.0*. Pacific Earthquake Eng. Research Center, Univ. California at Berkeley, 2009.
- [36] McKenna, F., Scott, M.H., and Fenves, G.L. Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition. 24(1):95–107, 2010. ISSN 08873801. doi:DOI:10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000002.
- [37] Menegotto, M. and Pinto, P. Method of analysis of cyclically loaded rc plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending. preliminary report. *IABSE*, 13(1):15–22, 1973.
- [38] Moehle, J. and Deierlein, G. A framework methodology for performance-based earthquake engineering. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 679. Vancouver, BC, Canada, 2004.
- [39] Mukherjee, S. and Gupta, V. *WAVGEN - Wavelet-Based Generation of Spectrum-Compatible Ground Motion*, (Abril 2007). <http://home.iitk.ac.in/vinaykg/wavgen.htm>.
- [40] Mukherjee, S. and Gupta, V. Wavelet-based generation of spectrum-compatible time-histories. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9):799–804, 2002.
- [41] Neuenhofer, A. and Filippou, F. Evaluation of nonlinear frame finite-element models. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 123(7):958–966, 1997.

- [42] Neves, L. Robustez estrutural. *Construção Magazine*, (37):10–13, 2010.
- [43] Pacific Earthquake Engineering Research Center. *NGA Database*, (Abril 2007). [www.peer.berkeley.edu/nga](http://www.peer.berkeley.edu/nga).
- [44] Rahnama, M. and Krawinkler, H. Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands. *John A. Blume Earthquake Engineering Center Report*, (108), 1993.
- [45] Rodrigues, C.C. *Apontamentos da disciplina de Resistência de Materiais II*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2008.
- [46] Schneider, J. *Structural Engineering Documents - Introduction to Safety and Reliability of Structures (SED 5)*. IABSE, 1997.
- [47] Scott, M.H. and Fenves, G.L. Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2):244–252, 2006. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:2(244).
- [48] Scott, M.H. and Fenves, G.L. Krylov subspace accelerated newton algorithm: Application to dynamic progressive collapse simulation of frames. *Journal of Structural Engineering*, 136(5):473–480, 2010.
- [49] Souza, R.M. *Force-based Finite Element for Large Displacement Inelastic Analysis of Frames*. Ph.D. thesis, University of California, Berkeley, 2000.
- [50] Spacone, E., Filippou, F.C., and Taucer, F.F. Fibre beam-column model for nonlinear analysis of r/c frames. i: Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(7):711–725, 1996.
- [51] Starossek, U. Progressive collapse of structures: Nomenclature and procedures. *Structural Engineering International*, 2(16):113–117, 2006.
- [52] Starossek, U. and Wolff, M. Design of collapse-resistant structures. In *JCSS and IABSE Workshop on Robustness of Structures*. 2005.
- [53] Talaat, M.M. and Mosalam, K.M. How to simulate column collapse and removal in as-built and retrofitted building structures? In I. Alper, K. Faruk, P. Sumru, and Y. Ercan, editors, *Seismic Risk Assessment and Retrofitting*, volume 10 of *Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering*, pages 427–452. Springer Netherlands, 2009.
- [54] Talaat, M.M. and Mosalam, K.M. Modeling progressive collapse in reinforced concrete buildings using direct element removal. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(5):609–634, 2009.
- [55] U.S. Geological Survey. *PAGER - Prompt Assessment of Global Earthquakes for Response*. [www.earthquake.usgs.gov/earthquakes/pager](http://www.earthquake.usgs.gov/earthquakes/pager).
- [56] Vamvatsikos, D. and Cornell, C. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3):491–514, 2002.

- [57] Yeo, G.L. and Cornell, C. Stochastic characterization and decision bases under time-dependent aftershock risk in performance-based earthquake engineering. Technical report, Pacific Earthquake Engineering Research Center - College of Engineering, 2005. PEER Report 2005/13.



## Apêndice A

# Dimensionamento Estrutural Segundo o EC3 e EC8

Neste capítulo apresentam-se os princípios estabelecidos no EC8 [29] para o dimensionamento sísmico de estruturas. De seguida apresentam-se os princípios de dimensionamento de estruturas metálicas segundo o EC3 [28].

O dimensionamento da estrutura neste trabalho foi feito admitindo comportamento elástico linear para o material, e utilizando para tal uma análise dinâmica linear modal por espectros de resposta. Segundo este método, primeiramente são determinadas as frequências naturais e os correspondentes modos de vibração. Os valores máximos de um determinado parâmetro, como por exemplo deslocamentos, forças, acelerações, entre outros, são obtidos através da combinação das respostas de cada modo de vibração. Cada modo da estrutura comporta-se como um sistema de 1 grau de liberdade (GDL) a que corresponde uma frequência de vibração e, no espectro de resposta, a um determinado valor espectral. Os modos de vibração têm diferente influência no cálculo dos valores máximos dos parâmetros, sendo combinados usualmente através dos métodos CQC ("Combinação Quadrática Completa") ou CQS ("Combinação Quadrática Simples").

Os resultados obtidos através da análise linear da estrutura são maiores do que os valores reais devido à ductilidade da estrutura. Assim, opta-se recorrentemente por uma simplificação que consiste em dividir os esforços assim obtidos por um coeficiente de comportamento, tendo assim em conta de uma forma indirecta o comportamento não linear da estrutura.

### A.1 Definição dos Espectros de Resposta Elástica Horizontal

Os espectros de resposta regulamentares são curvas idealizadas, não representando por isso a resposta de osciladores a qualquer acção sísmica específica. O seu objectivo é estabelecer os valores mínimos de resistência que as estruturas de dada região devem apresentar atendendo à sismicidade da mesma [25].

O espectro de resposta elástico definido no EC8 depende da sismicidade da zona, das características do terreno e do coeficiente de amortecimento da estrutura. O EC8 considera dois tipos de acção sísmica. Na acção tipo 1, a magnitude é elevada mas o epicentro é distante do território nacional, situando-se no mar (sismo "afastado"). Na acção tipo 2, a magnitude é menor mas o epicentro localiza-se no território continental ou no Arquipélago

dos Açores (sismo "próximo").

Segundo o EC8, o espectro de resposta elástica horizontal,  $S_e(T)$ , é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (\text{A.1})$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (\text{A.2})$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \frac{T_C}{T} \quad (\text{A.3})$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \frac{T_C \times T_D}{T^2} \quad (\text{A.4})$$

onde:

$S_e(T)$  - espectro de resposta elástica

$T$  - período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade

$a_g$  - valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ( $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$ )

$T_B$  - limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (Figura A.1)

$T_C$  - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante

$T_D$  - valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

$S$  - coeficiente de solo

$\eta$  - coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5% de amortecimento viscoso

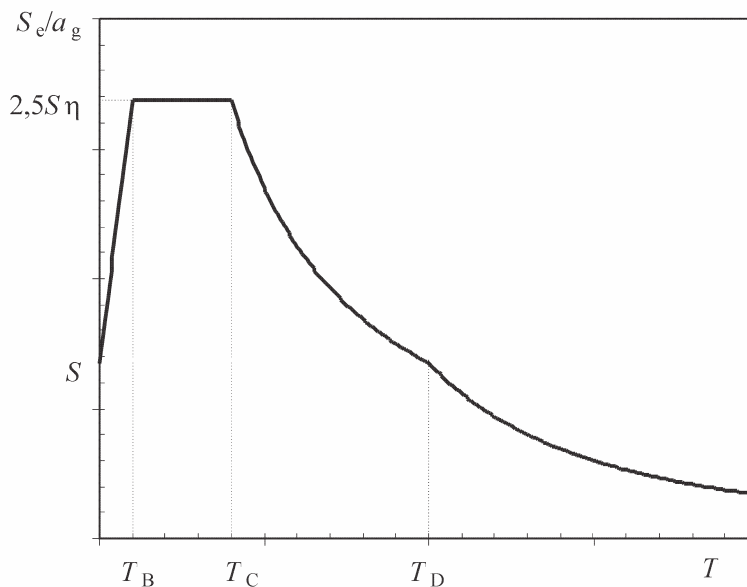


Figura A.1: Forma do espectro de resposta elástica (EC8)

No Anexo Nacional é definido o valor do parâmetro  $S$  em função da aceleração  $a_g$ . Assim:

$$\text{Para } a_g \leq 1m/s^2 \quad S = S_{max} \quad (\text{A.5})$$

$$\text{Para } 1m/s^2 < a_g < 4m/s^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad (\text{A.6})$$

$$\text{Para } a_g \geq 4m/s^2 \quad S = 1,0 \quad (\text{A.7})$$

Os valores dos períodos  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  e do parâmetro  $S_{max}$  que descrevem a forma do espectro de resposta elástica dependem do tipo de terreno, e são apresentados nas Tabelas A.1 e A.2.

Tabela A.1: Valores recomendados no Anexo Nacional para os parâmetros do espectro de resposta elástica na zona sísmica 1.3

Tipo de Terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Em Portugal os valores de  $a_{gR}$  para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de acção sísmica a considerar são os que se apresentam na Tabela A.3.

Na Figura A.2 apresentam-se os espectros de resposta obtidos considerando as acelerações presentes na Tabela A.3. Estes espectros foram utilizados na análise sísmica efectuada para o dimensionamento da estrutura a analisar.

O valor do coeficiente de correcção do amortecimento  $\eta$  poderá ser determinado pela

Tabela A.2: Valores recomendados no Anexo Nacional para os parâmetros do espectro de resposta elástica na zona sísmica 2.3

Tipo de Terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Tabela A.3: Aceleração máxima de referência  $a_{gR}(m/s^2)$  nas várias zonas sísmicas

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

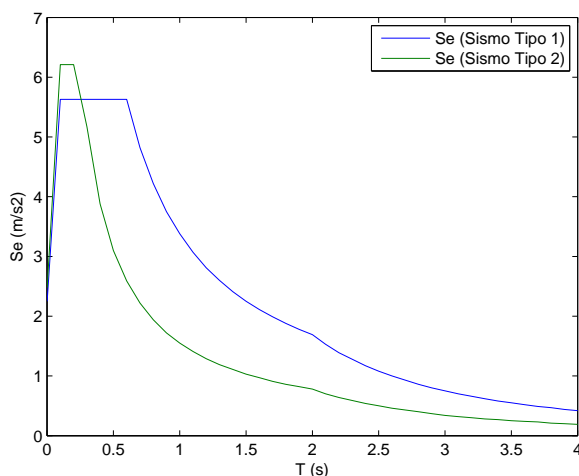


Figura A.2: Espectros de Resposta Elásticos

expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \quad (\text{A.8})$$

em que  $\xi$  é o amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

Para períodos superiores a 4,0s, o espectro de resposta elástica de acelerações poderá ser determinado a partir do espectro de resposta elástica de deslocamento invertendo a expressão:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left( \frac{T}{2 \times \pi} \right)^2 \quad (\text{A.9})$$

Sendo o espectro de resposta elástica de deslocamentos, obtido para os períodos referidos através do Anexo A do EC8, onde são propostas as expressões:

$$T_E \leq T \leq T_F : \quad S_{De}(T) = 0,025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D \times \left[ 2,5 \times \eta + \left( \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) \times (1 - 2,5 \times \eta) \right] \quad (\text{A.10})$$



$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g \quad (\text{A.11})$$

onde  $d_g$  é o valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno  $d_g$ , poderá ser estimado pela seguinte expressão:

$$d_g = 0,025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D \quad (\text{A.12})$$

## A.2 Dimensionamento dos Pilares e Vigas de acordo com o EC3

De acordo com o EC3 e o Anexo Nacional, utilizam-se os seguintes coeficientes de segurança parciais:

- $\gamma_{M0} = 1,00$
- $\gamma_{M1} = 1,00$
- $\gamma_{M2} = 1,25$

### A.2.1 Verificação da resistência das secções transversais

Utilizam-se elementos em aço S355 com secções em I, sendo as mesmas da classe 1.

As verificações a efectuar para garantir a segurança das secções transversais são:

#### 1. Resistência à Tracção

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.13})$$

onde:

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \right\} \quad (\text{A.14})$$

#### 2. Resistência à Flexão

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.15})$$

onde:

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{A.16})$$

Na zona traccionada da secção transversal os furos das ligações não necessitam de ser considerados desde que:

$$\frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \leq \frac{0,9 \times A_{t,net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{A.17})$$

Na zona comprimida da secção transversal os furos não necessitam de ser considerados desde que se encontrem preenchidos com elementos de ligação.

#### 3. Resistência à Compressão

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.18})$$

onde:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{A.19})$$

#### 4. Resistência ao Esforço Transverso

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{A.20})$$

onde:

$$V_{Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad (\text{A.21})$$

A área resistente ao corte,  $A_v$ , deve ser calculada de acordo com o EC3-1-1, 6.2.6(3).

#### 5. Verificação da interacção Flexão - Esforço Transverso

Nos casos em que o esforço transverso seja inferior a metade do esforço transverso resistente plástico, o seu efeito sobre o momento flector resistente pode ser desprezado, excepto se a resistência da secção transversal for reduzida pela encurvadura por esforço transverso.

Caso contrário, o momento flector resistente reduzido deverá ser considerado igual ao valor de cálculo da resistência da secção transversal, adoptando-se, na área resistente ao esforço transverso, uma tensão de cedência de:

$$(1 - \rho) \times f_y \quad (\text{A.22})$$

onde:

$$\rho = \left( \frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (\text{A.23})$$

#### 6. Flexão Composta

Na presença de esforço normal, o seu efeito deve ser considerado no cálculo do momento flector resistente plástico.

No caso de secções duplamente simétricas com banzos, em I, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento flector resistente plástico, em relação ao eixo y-y quando são satisfeitos os critérios:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{Ed} \leq 0,25 \times N_{pl,Rd} \\ N_{Ed} \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \end{array} \right. \quad (\text{A.24})$$

No caso de secções duplamente simétricas, em I, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento flector resistente plástico, em relação ao eixo z-z quando:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{A.25})$$

Nos casos em que seja necessário contabilizar o efeito do esforço normal e não se contabilize o efeito dos furos de ligações, para secções laminadas em I utilizam-se as expressões:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5 \times a} \quad \text{mas} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (\text{A.26})$$

$$\begin{cases} M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} & \text{quando } n \leq a \\ M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \times \left(1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right) & \text{quando } n > a \end{cases} \quad (\text{A.27})$$

em que:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (\text{A.28})$$

$$a = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} \quad a \leq 0,5 \quad (\text{A.29})$$

No caso de flexão composta com esforço transversal aplica-se o mesmo que quando se tem apenas flexão com esforço transversal.

#### 7. Flexão Desviada

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{A.30})$$

onde para secções em I:

$$\alpha = 2 \quad \beta = 5 \times n \quad \text{mas} \quad \beta \geq 1 \quad (\text{A.31})$$

### A.2.2 Verificação da segurança tendo em conta os efeitos de encurvadura

#### *Encurvadura da Alma por esforço Transverso*

Se  $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72\epsilon}{\eta}$  então não é necessário verificar este tipo de instabilidade. Caso contrário, são necessários reforços transversais nos apoios e, se:

$$\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31\epsilon}{\eta} \times \sqrt{k_\tau} \quad (\text{A.32})$$

É necessário verificar a encurvadura da alma por esforço transversal.

#### *Encurvadura Lateral por Flexão-Torção*

Um elemento sem travamento lateral e solicitado à flexão em relação ao eixo principal de maior inércia, deverá ser verificado em relação à encurvadura lateral através de:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (\text{A.33})$$

em que:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{A.34})$$

onde:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{mas } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (\text{A.35})$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (\text{A.36})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} \quad (\text{A.37})$$

onde  $M_{cr}$  é o momento crítico elástico para a encurvadura lateral e  $\alpha_{LT}$  é o factor de imperfeições, tomado igual a 0,21.

O valor de  $M_{cr}$  baseia-se nas propriedades da secção transversal bruta e tem em consideração as condições de carregamento, a distribuição real dos momentos flectores e os travamentos laterais. Segundo o EC o mesmo pode ser calculado recorrendo a bibliografia, sendo neste caso usado o Anexo F do antigo EC3:

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times EI_z}{(KL)^2} \times \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \times GI_t}{\pi^2 \times EI_z} + (C_2 \times z_g)^2 \right]^{0,5} - c_2 \times z_g \right\} \quad (\text{A.38})$$

As constantes  $k$ ,  $k_w$ ,  $K$  e  $C_1$  foram, conservativamente, tomadas iguais a 1.0.

### *Encurvadura devida a esforço axial*

Os elementos comprimidos são verificados à encurvadura através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (\text{A.39})$$

em que:

$$N_{b,Rd} = \chi \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{A.40})$$

onde:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mas } \chi \leq 1,0 \quad (\text{A.41})$$

$$\phi = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (\text{A.42})$$

## A.2. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES E VIGAS DE ACORDO COM O EC3 161

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \quad (\text{A.43})$$

O valor de  $\alpha$  corresponde ao factor de imperfeição que toma os valores da Tabela A.4.

Tabela A.4: Curvas de Encurvadura

Curva de Encurvadura	$a_0$	a	b	c	d
Factor de Imperfeição $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

A curva a usar é obtida no Quadro 6.2 do EC3-1-1.

O valor de  $N_{cr}$  corresponde à carga axial máxima que o elemento suporta antes de instabilizar. O valor da carga crítica de Euler é:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_e^2} \quad (\text{A.44})$$

O comprimento efectivo ou de encurvadura,  $L_e$ , pode ser calculado através do Anexo E do antigo EC3. Neste caso, tomou-se  $L_e = L$ .

*Verificação à Flexão Composta considerando os efeitos de Encurvadura*

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \times N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\text{A.45})$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \times N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\text{A.46})$$

Os factores  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  e  $k_{zz}$  são factores de interacção, determinados pelo Anexo B do EC3-1-1. Estes factores dependem dos coeficientes  $C_m$ . Estes coeficientes, por sua vez, dependem da constante  $\psi$ , que é a relação entre o momento flector mínimo e máximo no elemento. Deve atender-se ao facto de em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a  $C_{m,y} = 0,9$  ou  $C_{m,z} = 0,9$ , respectivamente.

### A.2.3 Perfis dimensionados

Os elementos do pórtico serão constituídos pelos perfis que se indicam na Tabela A.5.

Tabela A.5: Perfis

Elemento	Perfil
Pilares	IPE240
Viga	IPE180



## **Apêndice B**

# **Descrição da Análise de Elementos Finitos**

Tabela B.1: Programa de análise dinâmica não-linear sequencial

Passo	Descrição	Código
1	Definição dos parâmetros do modelo - 2D com 3 GDL por nó	<i>model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3</i>
2	Definição das unidades base da análise	<i>source LibUnits.tcl;</i>
3	Criação de pasta para guardar os ficheiros de saída com resultados	<i>set dataDir DataPDelta_NGA - 1071; mkdir dataDir;</i>
4	Processamento de um procedimento de geração da secção com fibras de perfil IPE	<i>source Wsection.tcl</i>
5	Definição da altura dos pilares e comprimento das vigas	<i>set LCol [expr 4*m]; set LBeam [expr 6*m]</i>
6	Definição do peso e massa de cada piso	<i>set WeightPiso1 [expr 675*kN]; set massPiso1 [expr WeightPiso1/g]</i>
8	Definição do peso e massa associado a cada nó da estrutura	<i>set PNode5 [expr WeightPiso1/6]; set mass5 [expr massPiso1/6]</i>
9	Definição da geometria da estrutura através da definição dos nós	<i>node 5 -LBeam LCol -mass mass5 mass5 Usmall<sup>1</sup></i>
10	Definição das condições de apoio	<i>fix 1 1 1 0</i>
11	Definição do aço estrutural	<i>uniaxialMaterial Steel02 IDSteel fyd Es Bs R0 cR1 cR2<sup>2</sup></i>
12	Definição da secção dos perfis	<i>Wsection IPE330 IDSteel d bf tf tw nfdw nftw nfbf nftf<sup>3</sup></i>
13	Definição das restantes carecterísticas dos elementos (comprimento das rótulas plásticas, área e inércia)	<i>set LpCol [expr 500*mm]; set A [expr 6261*mm2]; set IyCol [expr 1.18E-4*m4]</i>



Passo	Descrição	Código
14	Definição dos pilares (beamWithHinges)	<i>element beamWithHinges 5 5 9 IPE330 LpCol Es A IyCol ColTransfTag<sup>4</sup></i>
15	Definição das vigas (elasticBeamColumn)	<i>element elasticBeamColumn 19 13 14 A Es IyCol BeamTransfTag;</i>
16	Definição dos resultados a guardar durante toda a análise	<i>set Ele1 [recorder Element -file dataDir/FCol1.out -time -ele 1 globalForce]</i>
17	Aplicação da carga gravítica	<i>pattern Plain 1 Linear load 5 0.0 -PNode5 0.0</i>
18	Definição dos parâmetros e execução da análise estática para aplicação da carga gravítica	Semelhante ao definido nos capítulos anteriores
19	Indicação da manutenção da carga gravítica como constante e <i>reset</i> do tempo a 0.0	<i>loadConst -time 0.0</i>
20	Indicação da direcção da aceleração do terreno (horizontal) e do ficheiro do acelerograma do sismo principal	<i>set GMdirection 1; set GMfile 'acelerograma – sismo – principal.acc'</i>
21	Definição do factor dos valores do acelerograma (acelerações em g) e do passo de tempo das acelerações	<i>set GMfact [expr g]; set dt [expr 0.02*sec];</i>
22	Definição do número de pontos do acelerograma e do tempo correspondente	<i>set TmaxAnalysis [expr 3000.*sec]; set GMtime [expr dt*TmaxAnalysis + 20.0]<sup>5</sup></i>
23	Definição dos parâmetros da análise dinâmica	Semelhante ao definido em capítulos anteriores
24	Determinação dos períodos e modos de vibração através de uma análise de valores e vectores próprios	<i>set numModes 4; set lambda [eigen numModes]  set omega [expr sqrt(lambda)]; set T [expr (2*PI)/sqrt(lambda)]</i>

Passo	Descrição	Código
25	Definição do amortecimento	Ver secção específica
26	Definição de um <i>timeSeries</i> correspondente ao acelerograma do sismo principal	<i>timeSeries Path 400 -dt 0.02 -filePath GMFile -factor GMfact</i>
27	Definição da acção correspondente à excitação do terreno	<i>pattern uniformExcitation 400 GMdirection -accel 400</i>
28	Definição dos resultados a guardar durante toda a análise dinâmica (a acrescentar aos indicados anteriormente)	<i>set Acel5 [recorder Node -file dataDir/Acel5.out -timeSeries 400 -time -node 5 -dof 1 accel]</i>
29	Definição do passo de tempo da análise	<i>set dt-analysis 0.01</i>
30	Cálculo do número de passos necessários para a análise dinâmica	<i>set NumSteps [expr round((GMtime)/dt-analysis)]</i>
31	Ciclo iterativo de análise dinâmica com verificação do estado de plastificação do elemento a remover	Ver Figura B.1
32	Escreve o estado final do elemento a remover (no caso da análise ter terminado com sucesso)	<i>Ex: puts Estado 'Elemento removido plastificado'</i>
33	Apresenta o tempo actual (no final da 1ª análise dinâmica)	<i>set currentTime [getTime]; puts 'The current time is: currentTime'</i>
34	<i>Reset</i> do tempo a 0.0	<i>loadConst -time 0.0</i>
35	Remoção do elemento pretendido e de todos os parâmetros a ele associados	<i>remove element 2; remove node 2; remove recorder Ele2</i>
36	Repetição dos passos 20 a 23 mas para a réplica	

Passo	Descrição	Código
37	Determinação dos períodos e modos de vibração da estrutura no estado actual	Ver passo 24
38	Repetição dos passos 26, 27, 29 e 30 agora para o acelerograma da réplica	
39	Execução de todos os passos da análise dinâmica da réplica	<i>set ok [analyze NumSteps dt-analysis]</i>
40	Escreve a situação final da estrutura: Colapso(Sim ou Não) e Condições de serviço(deslocamentos inter-piso)	<i>Ex: set drift1 [expr disp-final-5 - disp-final-1]</i>
41	Apresenta o tempo actual (no final da 2ª análise dinâmica)	<i>set currentTime [getTime]; puts 'The current time is: currentTime'</i>
42	Termina a análise e sai do programa de elementos finitos	<i>wipe all; exit</i>

## Notas:

1.  $U_{small}$  é um número muito pequeno - não se define zero para evitar problemas numéricos
2. Os parâmetros  $R_0$  e  $cR$  controlam a transição para a fase plástica
3. Os parâmetros  $n_f$  correspondem ao número de fibras que se pretende criar em determinada direcção
4. O parâmetro  $ColTransfTag$  refer-se ao tipo de análise a efectuar, neste caso P-Delta
5. Definem-se 20s de vibração livre no final de cada análise dinâmica

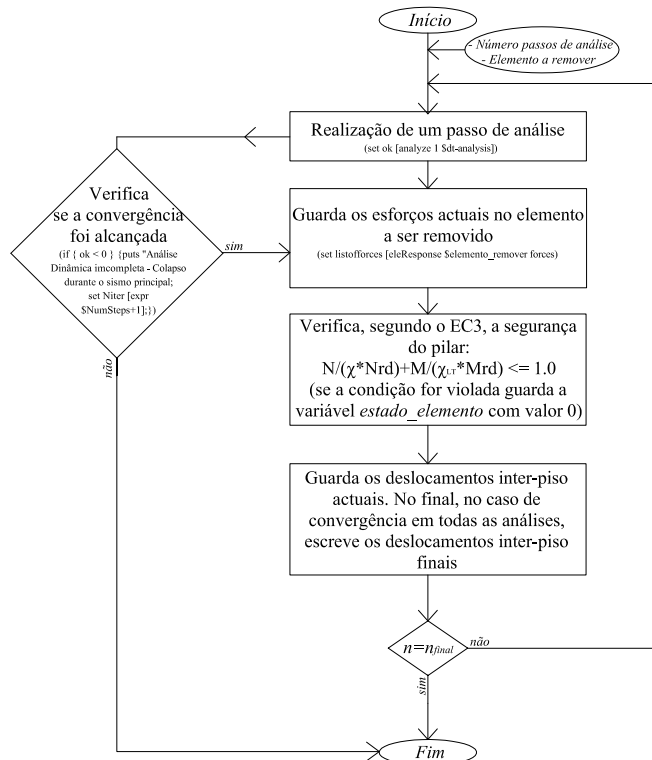


Figura B.1: Processo iterativo de execução da análise dinâmica correspondente ao sismo principal (Passo 31 - Tabela B.1)

## Apêndice C

# Estudo de Convergência para Escolha do Passo de Tempo de Análise

Nesta secção far-se-á um estudo de convergência com o objectivo de escolher um passo de tempo de análise que, por um lado, minimize o tempo de processamento da análise, e que, por outro lado, forneça resultados com grau de precisão aceitável.

Para tal, realizam-se análises dinâmicas de três sismos (NGA-0040, NGA-0067 e NGA-0852), dos dez que constituem a base de dados deste trabalho, com passos de tempo de análise diferentes. Especificamente: 0.005s, 0.01s e 0.02s. De seguida faz-se uma análise de convergência das três análises para os três sismos, por forma a aferir da adequabilidade de adopção de qualquer um dos tempos em estudo.

Não sendo relevante o acelerograma utilizado para as análises é, ainda assim, relevante o comportamento estrutural, como tal adoptou-se um acelerograma que provoque na estrutura respostas não lineares significativas. Isto foi feito assumindo para a aceleração do solo um valor de  $2m/s^2$ , sendo os acelerogramas dos sismos ajustados com o programa WavGen.

Serão avaliados os seguintes parâmetros: Períodos de vibração própria da estrutura, deslocamentos inter-piso, acelerações no topo da estrutura e comportamento momento-curvatura ao longo da análise.

### C.1 Períodos de vibração própria da estrutura

Tabela C.1: Períodos antes do sismo principal

Sismo	NGA-0040			NGA-0067			NGA-0852		
<i>dt</i> =0.005	1.59180	0.44392	0.17753	1.59180	0.44392	0.17753	1.59180	0.44392	0.17753
<i>dt</i> =0.01	1.59180	0.44392	0.17753	1.59180	0.44392	0.17753	1.59180	0.44392	0.17753
<i>dt</i> =0.02	1.59180	0.44392	0.17753	1.59180	0.44392	0.17753	1.59180	0.44392	0.17753

Tabela C.2: Períodos após o sismo principal e a remoção do pilar P2

Sismo	NGA-0040			NGA-0067			NGA-0852		
<i>dta</i> =0.005	1.80807	0.51234	0.45921	1.81110	0.51237	0.45938	1.80678	0.51236	0.45913
<i>dta</i> =0.01	1.80803	0.51234	0.45921	1.81117	0.51238	0.45938	1.80682	0.51236	0.45913
<i>dta</i> =0.02	1.80793	0.51234	0.45920	1.81131	0.51238	0.45939	1.80689	0.51236	0.45913

Tabela C.3: Períodos após a réplica

Sismo	NGA-0040			NGA-0067			NGA-0852		
<i>dta</i> =0.005	1.85628	0.51243	0.46030	1.85495	0.51240	0.46022	1.85161	0.51239	0.46004
<i>dta</i> =0.01	1.85655	0.51243	0.46031	1.85489	0.51240	0.46021	1.85187	0.51239	0.46005
<i>dta</i> =0.02	1.85475	0.51242	0.46020	1.85422	0.51240	0.46019	1.85219	0.51239	0.46007

Na Tabela C.1 apresentam-se os períodos correspondentes aos três primeiros modos de vibração da estrutura, obtidos através de uma análise de valores e vectores próprios efectuada no OpenSees antes de submeter a estrutura ao sismo principal. Na Tabela C.2 constam os períodos agora no momento posterior ao final do sismo principal e à remoção do pilar P2. Por último, na Tabela C.3 apresentam-se os períodos dos três primeiros modos de vibração da estrutura após a actuação da réplica.

No início, como é claro, os períodos são iguais uma vez que ainda não houve nenhum passo de análise dinâmica, como tal, o passo de tempo não tem influência na determinação destes períodos. Por outro lado, no final do sismo principal e depois da remoção do pilar P2 verificam-se pequenas variações no período fundamental. Contudo estas variações são muito pequenas, sendo desprezáveis para os objectivos da análise.

Na análise efectuada após a actuação da réplica, as diferenças são ligeiramente superiores mas continuam a ser completamente insignificantes para a análise em curso. O maior erro relativo dos valores calculados é de 0,08%.

## C.2 Deslocamentos inter-piso

Tabela C.4: Valores máximos dos deslocamentos inter-piso

Sismo	Valores máximos (m)								
	NGA-0040			NGA-0067			NGA-0852		
	1º piso	2º piso	3º piso	1º piso	2º piso	3º piso	1º piso	2º piso	3º piso
<i>dta</i> =0.005	0.14221	0.03317	0.02077	0.12778	0.03250	0.01880	0.13370	0.03741	0.02255
<i>dta</i> =0.01	0.13832	0.03258	0.02017	0.12753	0.03248	0.01876	0.13624	0.03841	0.02232
<i>dta</i> =0.02	0.14060	0.03157	0.01952	0.12872	0.03237	0.01848	0.13548	0.03742	0.02154

Na Tabela C.4 apresentam-se os valores máximos dos deslocamentos inter-piso obtidos com os diferentes passos de tempo de análise. Enquanto que, na Tabela C.5 se indicam os valores finais, isto é, os valores dos deslocamentos inter-piso remanescentes no final da análise dinâmica da réplica. São portanto estes valores que se consideram como

Tabela C.5: Valores residuais dos deslocamentos inter-piso

Sismo	NGA-0040			NGA-0067			NGA-0852		
	1º piso	2º piso	3º piso	1º piso	2º piso	3º piso	1º piso	2º piso	3º piso
<i>dta=0.005</i>	-0.04241	0.00094	0.00171	-0.00176	0.00347	0.00310	0.02072	0.00499	0.00336
<i>dta=0.01</i>	-0.03942	0.00095	0.00162	-0.00130	0.00360	0.00311	0.01925	0.00482	0.00335
<i>dta=0.02</i>	-0.03900	0.00109	0.00168	0.00503	0.00429	0.00324	0.02780	0.00528	0.00383

deslocamentos residuais decorrentes das duas acções sísmicas impostas. Estes valores dependem da ductilidade do material e do comportamento estrutural do edifício.

Relativamente aos valores de pico, não se podem apontar grandes diferenças entre a escolha dos passos de tempo de 0,01s e 0,02s, comparativamente aos resultados obtidos com um passo de tempo de 0,005s. Não podendo igualmente indicar-se com segurança qual dos dois está na maioria dos casos mais próximo dos resultados mais precisos. Ambos os resultados se encontram relativamente próximos dos últimos, sendo registado um erro máximo relativo de aproximadamente 6%.

Relativamente aos valores residuais, apresentados na Tabela C.5, as diferenças são menores que no caso anterior e, na maior parte dos casos, os resultados obtidos com passo de tempo de 0,01s estão mais próximos dos obtidos com 0,005s do que os que foram obtidos com passo de tempo de 0,02s, tal como era expectável. O erro máximo relativo é de cerca de 5%, registando-se nos sismos NGA-0067 e NGA-0852 para o deslocamento relativo do 1º piso da estrutura.

Nas Figuras C.1 a C.9 apresenta-se o registo dos deslocamentos inter-piso da estrutura para os três sismos em estudo e para os três passos de tempo de análise. Tal como se pode observar, as conclusões retiradas da análise dos valores máximos e dos valores residuais aplicam-se também ao longo de toda a análise, onde o andamento dos vários resultados é idêntico não se registando qualquer divergência.

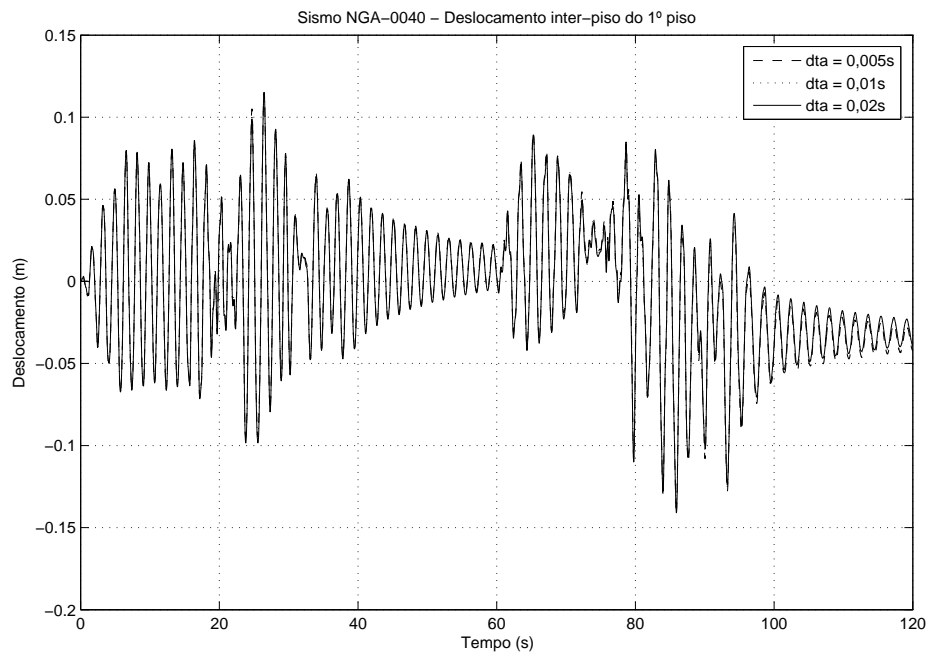


Figura C.1:

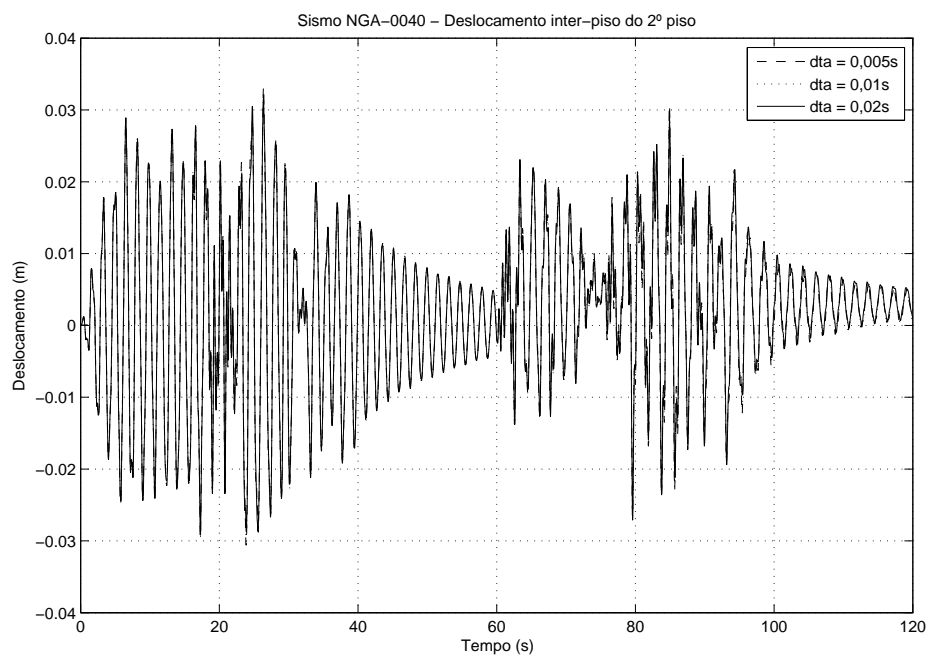


Figura C.2:



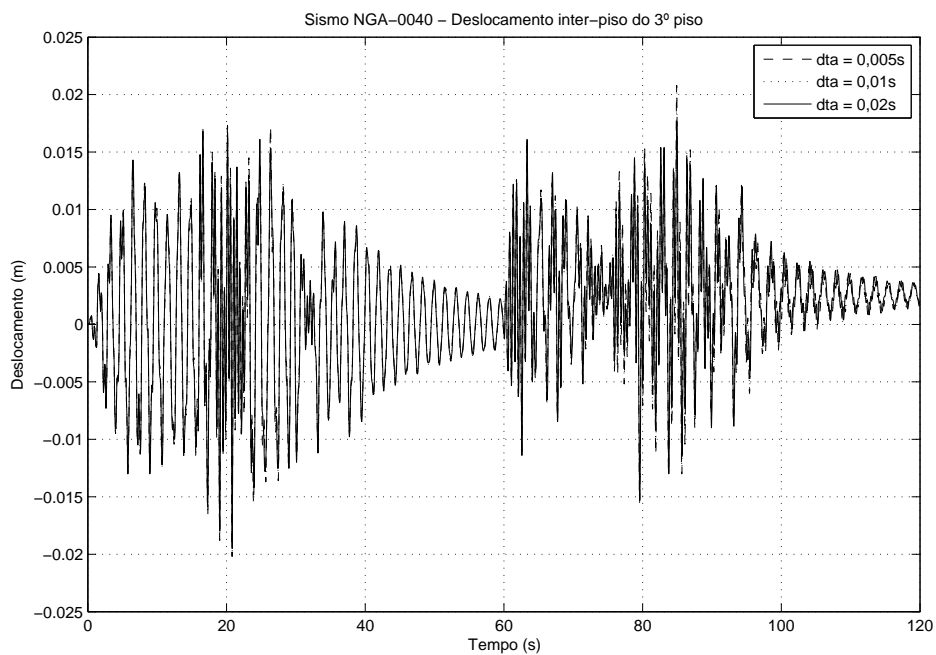


Figura C.3:

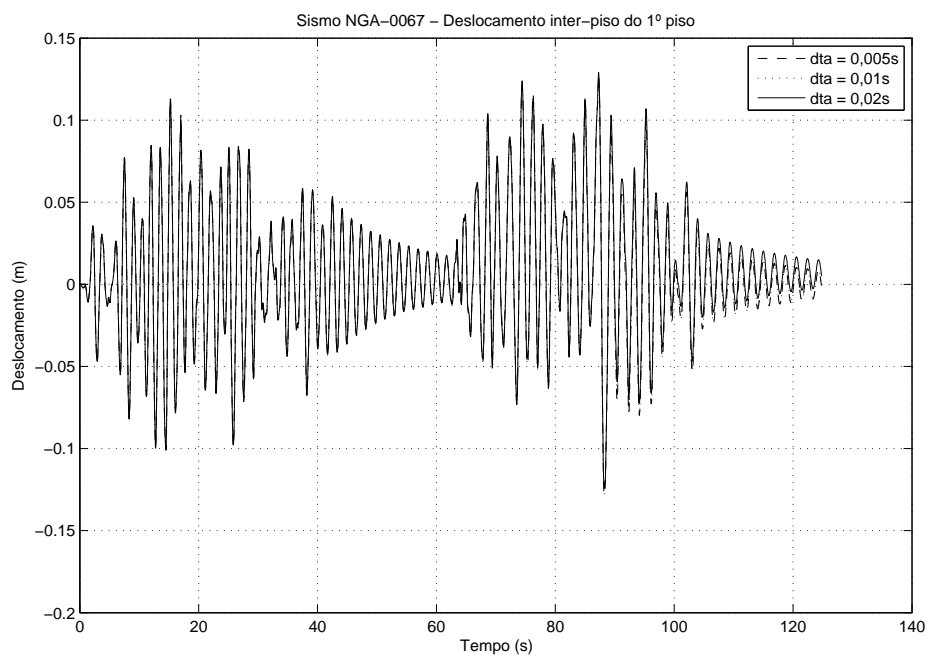


Figura C.4:

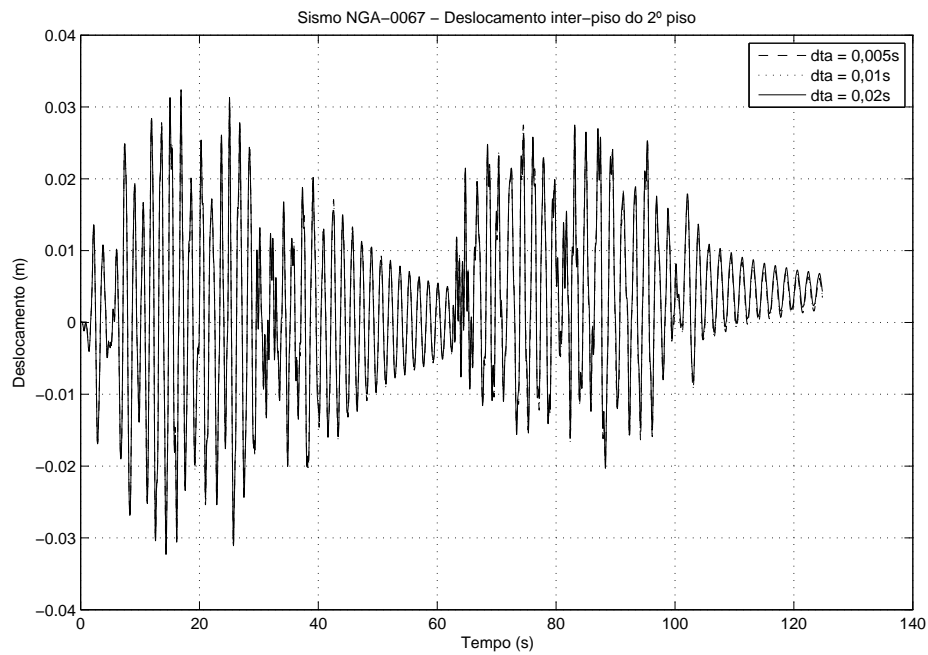


Figura C.5:

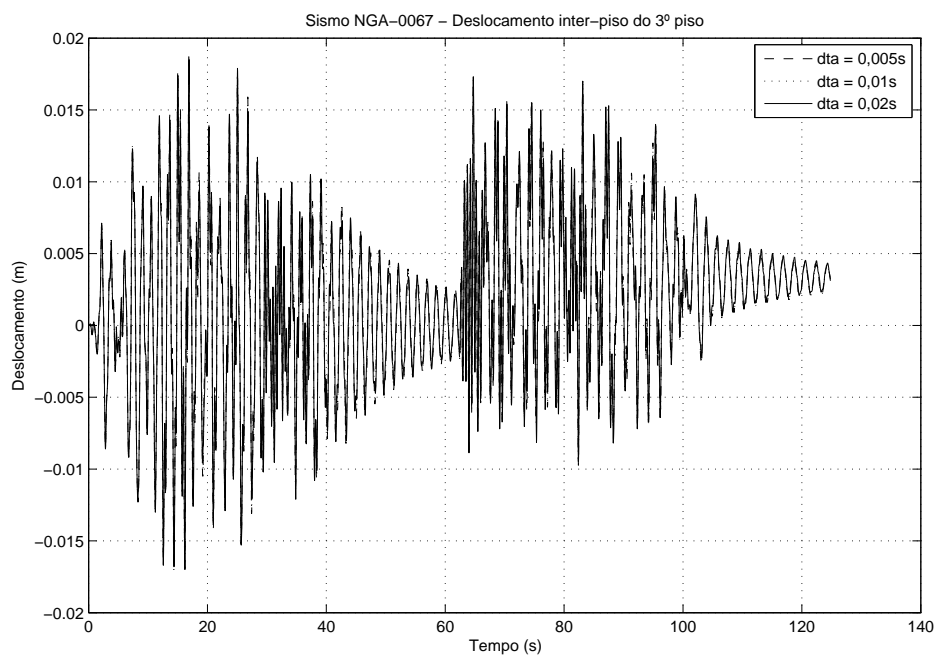


Figura C.6:

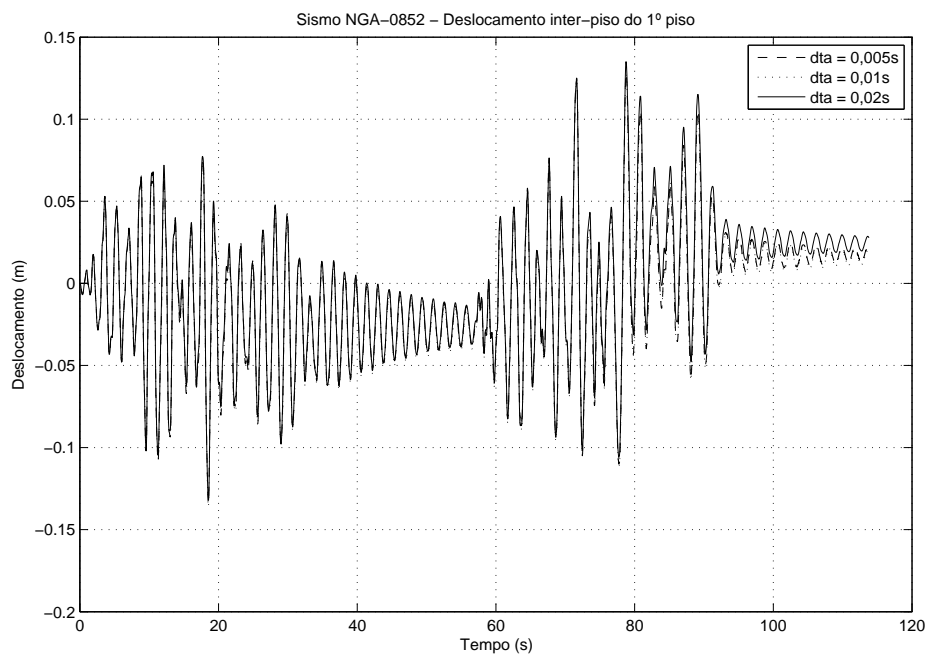


Figura C.7:

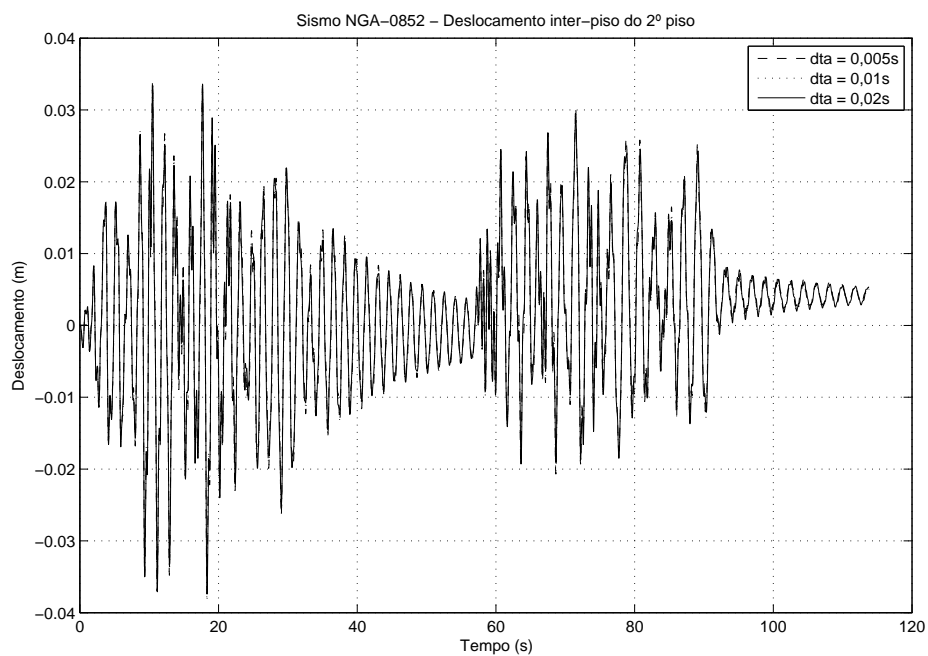


Figura C.8:

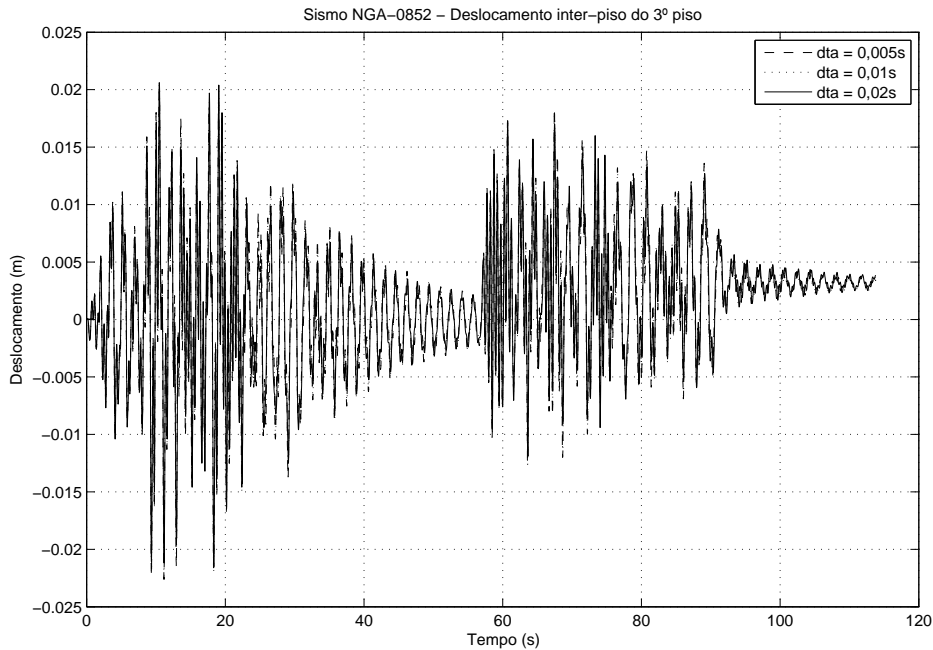


Figura C.9:

### C.3 Acelerações no topo do edifício

Nesta secção além dos três passos de tempo de análise referidos acrescenta-se  $dta=0,0025s$  com o objectivo de aferir mais rigorosamente a convergência dos resultados.

Na Tabela C.6 apresentam-se os valores máximos e finais (residuais) da aceleração (absoluta) do topo da estrutura, monitorizada através do nó 13.

Tabela C.6: Acelerações máximas e residuais no topo da estrutura

Valores máximos (m/s <sup>2</sup> )				Valores finais (residuais) (m/s <sup>2</sup> )			
Sismo	NGA-0040	NGA-0067	NGA-0852	Sismo	NGA-0040	NGA-0067	NGA-0852
	3º piso	3º piso	3º piso		3º piso	3º piso	3º piso
$dta=0,0025$	3.77919	3.12972	3.82428	$dta=0,0025$	0.09875	0.03194	-0.01964
$dta=0,005$	3.77197	3.12923	3.81919	$dta=0,005$	0.10497	0.02938	-0.01886
$dta=0,01$	3.75110	3.10498	3.75986	$dta=0,01$	0.12884	0.02454	-0.02563
$dta=0,02$	3.61195	3.01803	3.62811	$dta=0,02$	0.13760	0.01211	-0.09440

Pode-se observar que as diferenças entre os resultados obtidos através da utilização de passos de tempo de análise de 0,0025s e 0,005s são praticamente inexistentes. Os resultados obtidos com  $dta=0,01s$  também estão bastante próximos dos anteriores, nomeadamente para os valores finais (residuais). No entanto, neste caso, a diferença em relação aos resultados obtidos com passo de tempo de 0,02s são mais significativas, nomeadamente para os valores de pico, onde se regista um erro relativo máximo de aproximadamente 5%. No entanto, também se verificam diferenças no registo das acelerações ao longo da análise, como se verá de seguida.

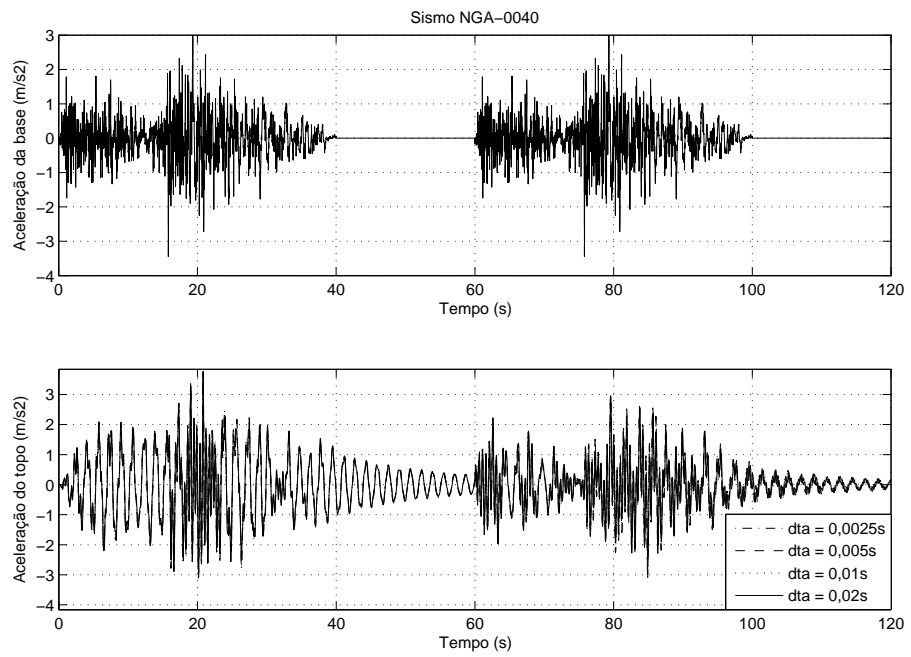


Figura C.10: Aceleração da base e do topo da estrutura para o Sismo NGA-0040

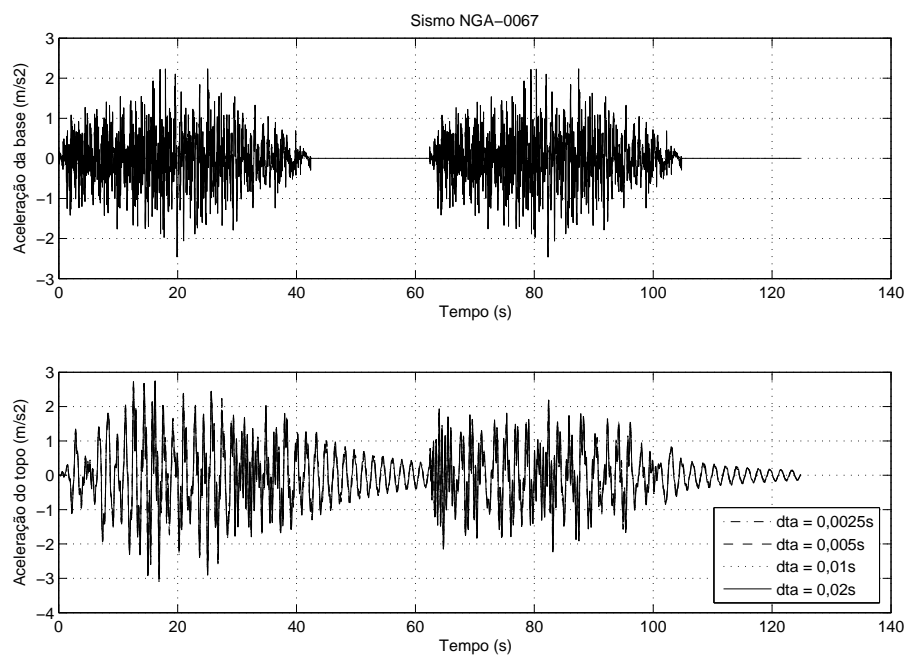


Figura C.11: Aceleração da base e do topo da estrutura para o Sismo NGA-0067

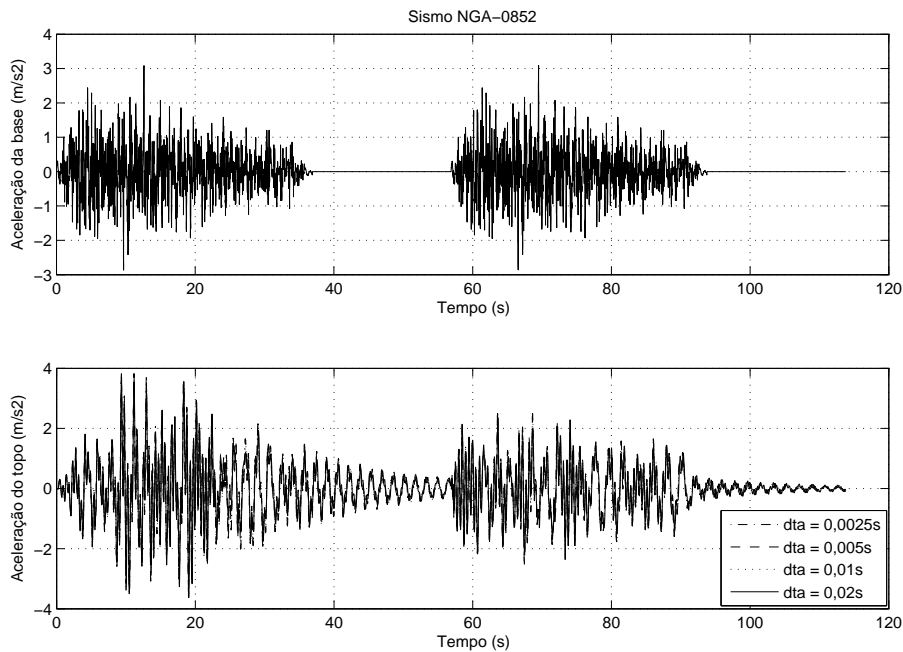


Figura C.12: Aceleração da base e do topo da estrutura para o Sismo NGA-0852

Nas Figuras C.10 a C.12 apresentam-se as acelerações da base e do topo da estrutura ao longo das análises. Apesar dos valores não dispersarem significativamente, tal como se pode comprovar pelo pequeno erro relativo máximo calculado já mencionado, verifica-se que na análise com passo de tempo de 0,02s o andamento dos gráficos é ligeiramente diferente dos restantes. Para demonstrar tal facto, apresenta-se na Figura C.13 um excerto do gráfico da Figura C.10 e na Figura C.14 um excerto do gráfico da Figura C.12, correspondentes às acelerações registadas para os sismos NGA-0040 e NGA-0852, onde se pode observar o andamento diferente dos registos obtidos com passo de tempo de 0,02s.

A Figura C.14, mostra que a convergência, em termos de acelerações, apenas aparece quando se usa  $dta=0,005$ .

Para aferir da convergência dos resultados pode utilizar-se um parâmetro indicativo da proximidade entre dois conjuntos de dados, um constituindo a estimativa e o outro que se considera como sendo a melhor previsão possível. Um parâmetro indicado para este efeito é o RMSE ("root-mean-square error").

Tendo dois conjuntos de valores  $\theta$  (melhor previsão possível) e  $X$ , o RMSE calcula-se fazendo:

$$RMSE(\theta, X) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\theta_i - X_i)^2}{n}} \quad (C.1)$$

Na Tabela C.7 apresentam-se os valores deste parâmetro considerando que os resultados obtidos com  $dta=0,0025s$  constituem a melhor previsão possível. Pode-se confirmar a convergência dos resultados.

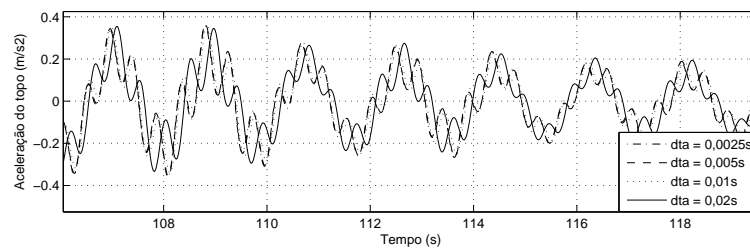


Figura C.13: Excerto dos resultados obtidos para as acelerações no topo da estrutura devidas ao sismo NGA-0040

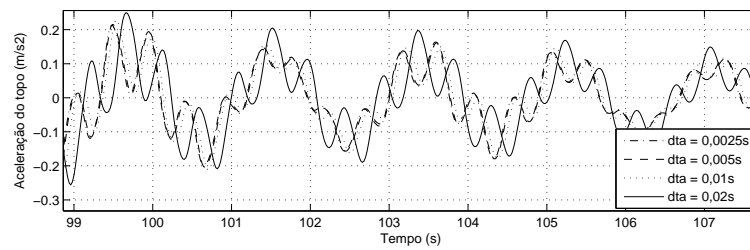


Figura C.14: Excerto dos resultados obtidos para as acelerações no topo da estrutura devidas ao sismo NGA-0852

Tabela C.7: RMSE calculado para os valores das acelerações do topo da estrutura

**RMSE**

Sismo	NGA-0040	NGA-0067	NGA-0852
	3º piso	3º piso	3º piso
$\Delta t=0.0025$	-	-	-
$\Delta t=0.005$	0.0185	0.0172	0.0229
$\Delta t=0.01$	0.0596	0.0495	0.0789
$\Delta t=0.02$	0.2202	0.1687	0.2843

## C.4 Comportamento Momento-Curvatura para secção do Pilar P4

Nas Figuras C.15 a C.17 encontram-se os registos da relação momento-curvatura ao longo das análises dinâmicas dos três sismos considerados com os passos de tempo de análise de 0,005s, 0,01s e 0,02s.

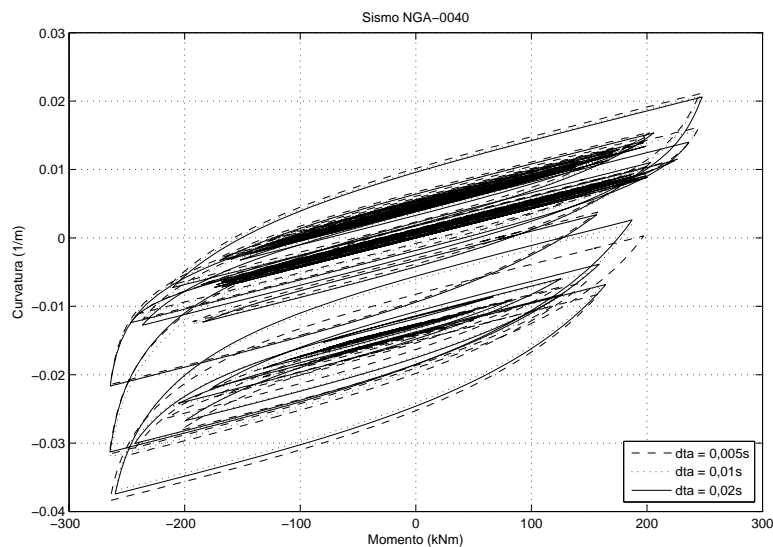


Figura C.15: Relação momento curvatura para secção do pilar P4 durante o sismo NGA-0040

Uma vez que se verificou que no comportamento global da estrutura não existem grandes diferenças quando se considera qualquer um dos passos de tempo de análise em estudo, é expectável que tais diferenças não surjam também no comportamento ao nível da secção. No caso de se verificarem tais diferenças ao nível do comportamento local, o comportamento global seria necessariamente influenciado. Como se pode observar através das Figuras C.15, C.16 e C.17 as diferenças ao nível do comportamento local são mais notórias. No entanto, tais diferenças não são suficientemente gravosas para influenciar o comportamento estrutural.



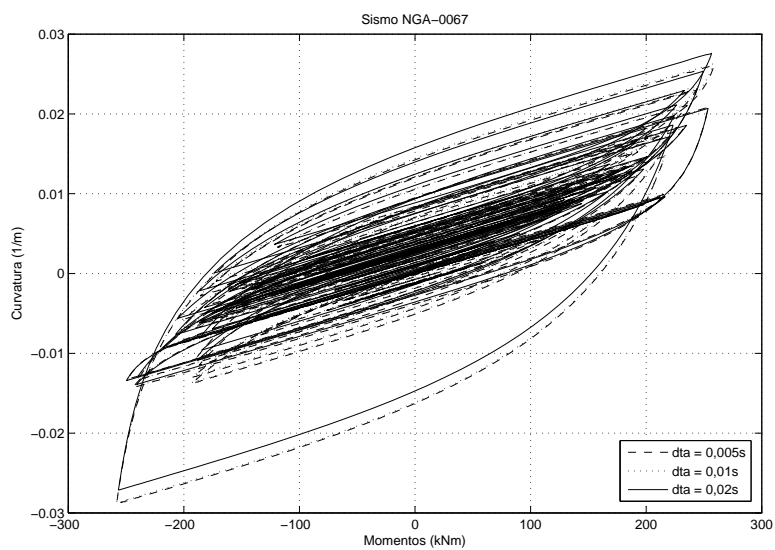


Figura C.16: Relação momento curvatura para secção do pilar P4 durante o sismo NGA-0067

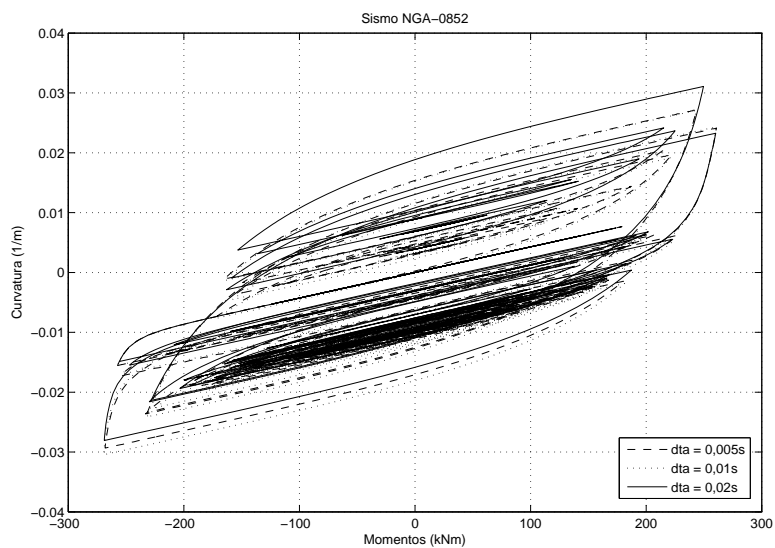


Figura C.17: Relação momento curvatura para secção do pilar P4 durante o sismo NGA-0852

## C.5 Conclusão

Através do estudo efectuado e com os parâmetros calculados pode concluir-se que a convergência, em termos de acelerações, apenas aparece quando se usa  $\Delta t = 0.005s$ . No entanto, um RMSE de 5 a 7% é um valor aceitável para o caso de  $0.01s$ . Sendo que o mais aconselhável, para se obter convergência dos resultados em termos de acelerações (e forças também) seria usar  $\Delta t = 0.005s$ .

Ainda assim, com base nos resultados obtidos, considera-se que utilizando um passo de tempo de análise de  $0,01s$  se consegue ter uma melhor relação entre o tempo dispendido nas análises e a precisão dos resultados. Isto é bastante importante devido ao número elevado de análises que é necessário realizar. Cada uma destas análises, isto é, o conjunto da análise dinâmica do sismo principal e a análise dinâmica da réplica demora cerca de 1.15min quando se utiliza um passo de tempo de análise de  $0,005s$ , e passa para cerca de metade (aproximadamente 40s) quando se aumenta para o dobro o passo de tempo de análise. Quando se utiliza um passo de tempo de análise de  $0,02s$  o tempo de processamento da análise é de aproximadamente 20s. Ainda assim, o que condiciona todo o processo é, o tempo necessário para o ajuste dos acelerogramas através do programa WavGen, o que, como explicado anteriormente, não depende do passo de tempo de análise, mas sim do intervalo de tempo dos registos.

## Apêndice D

# Resultados do Exemplo de Aplicação

### D.1 Resultados finais (médios)

Nas Figuras D.1 a D.8 apresentam-se os resultados médios para quatro dos cinco cenários de dano considerados. De recordar que estes resultados correspondem à média dos resultados obtidos para os vários sismos. Apresentam-se portanto os valores da aceleração da réplica que provoca o colapso e a probabilidade deste valor ser excedido em função da aceleração do sismo principal para estes quatro cenários de dano. Os resultados podem ser consultados na Secção D.3.

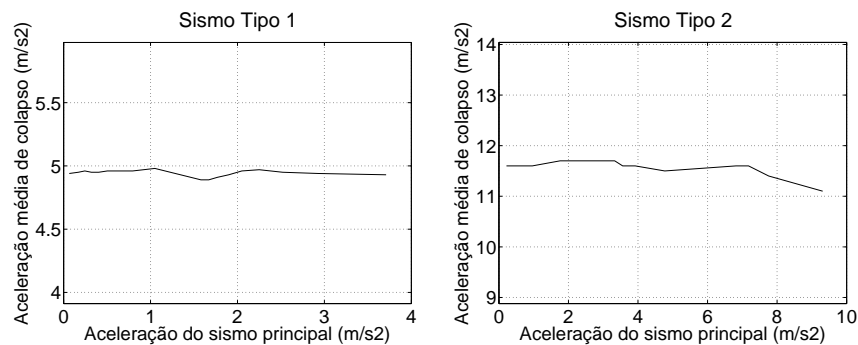


Figura D.1: Aceleração média da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P2

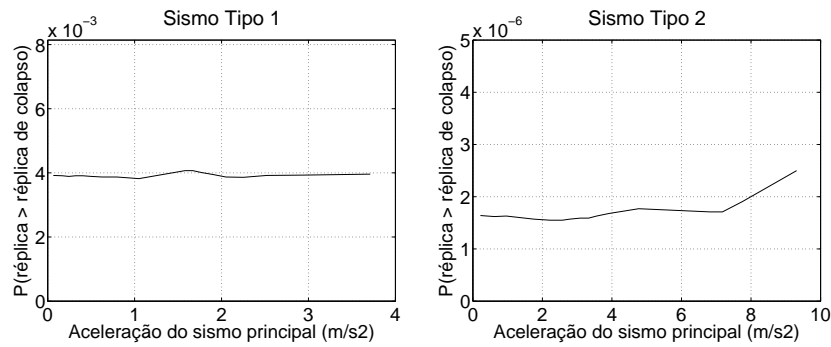


Figura D.2: Probabilidade do valor da aceleração da réplica que provoca o colapso ser excedido em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P2

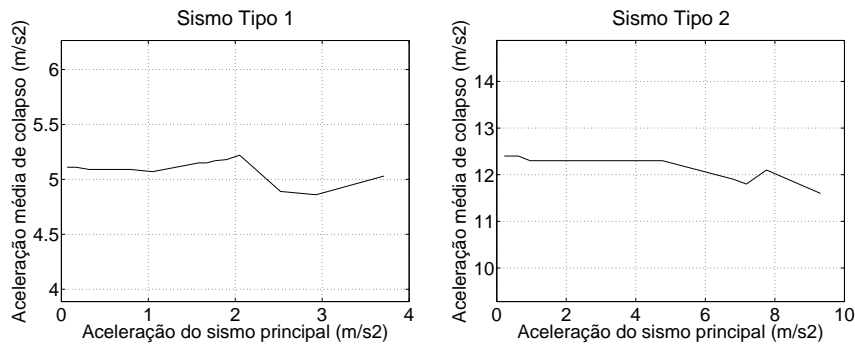


Figura D.3: Aceleração média da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P3

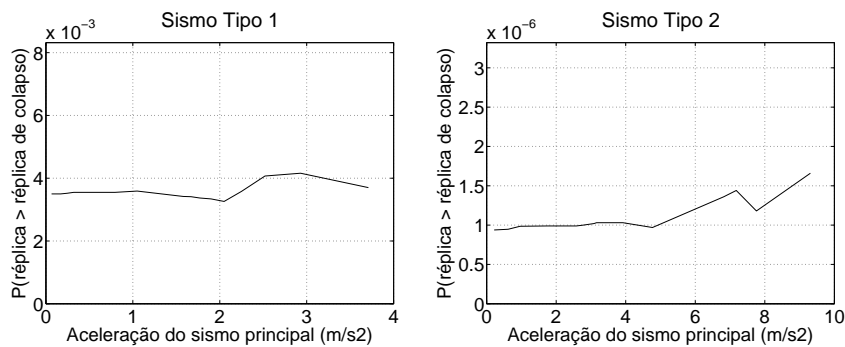


Figura D.4: Probabilidade do valor da aceleração da réplica que provoca o colapso ser excedido em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P3

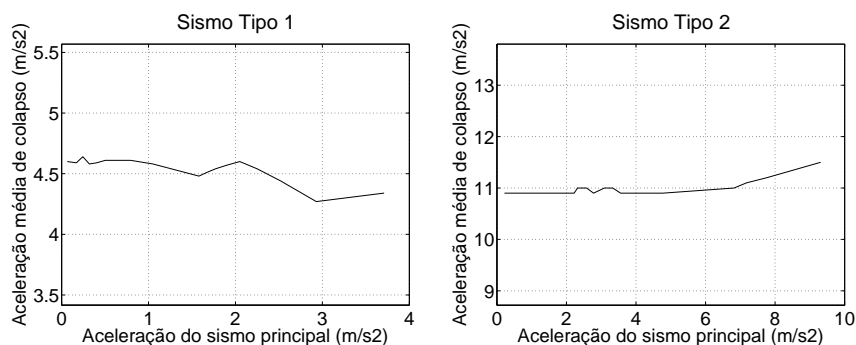


Figura D.5: Aceleração média da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P4

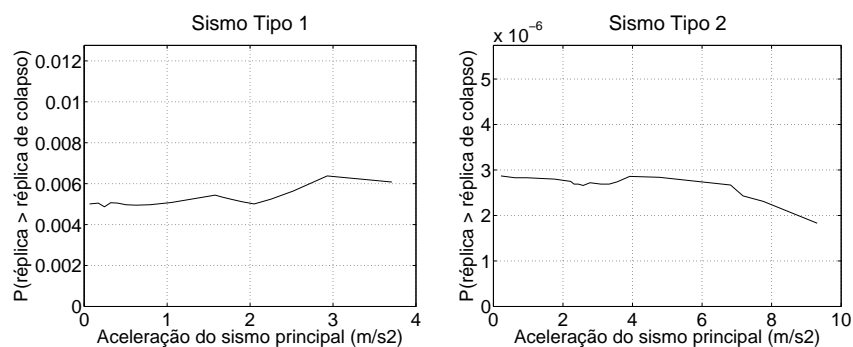


Figura D.6: Probabilidade do valor da aceleração da réplica que provoca o colapso ser excedido em função da aceleração do sismo principal no caso de se considerar a remoção do pilar P4

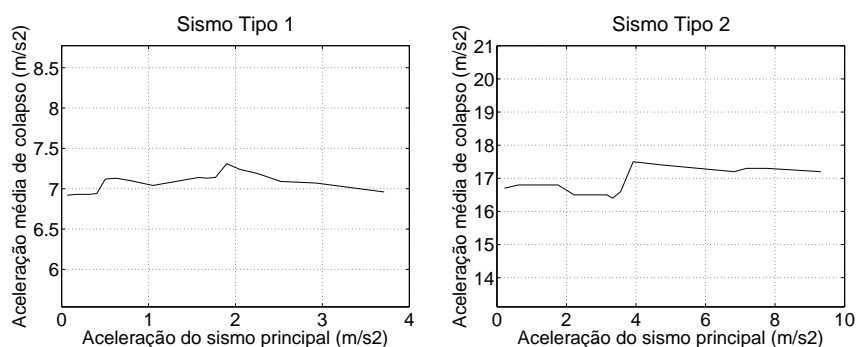


Figura D.7: Aceleração média da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal no caso de não se considerar a remoção de pilares

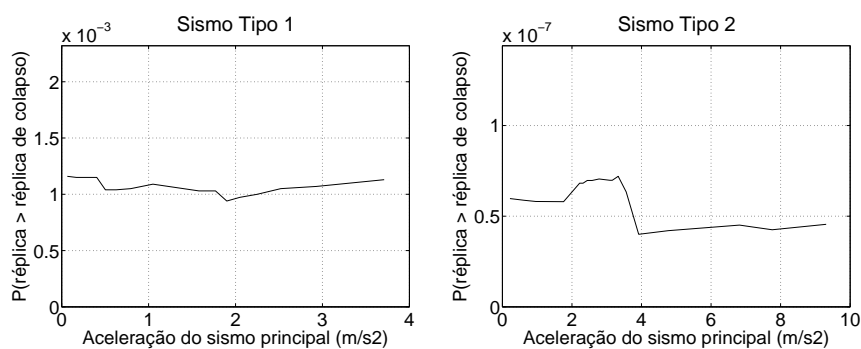


Figura D.8: Probabilidade do valor da aceleração da réplica que provoca o colapso ser excedido em função da aceleração do sismo principal no caso de não se considerar a remoção de pilares

## D.2 Resultados individuais para dois cenários de dano localizado

Nas Figuras D.9 a D.12 apresentam-se os resultados das análises efectuadas para o caso de remoção do pilar P1 e para o caso de não se remover nenhum elemento. Apresentam-se portanto os valores da aceleração da réplica que provoca o colapso em função da aceleração do sismo principal para os dez sismos utilizados e para estes dois cenários de dano. Os restantes valores podem ser consultados na Secção D.3.

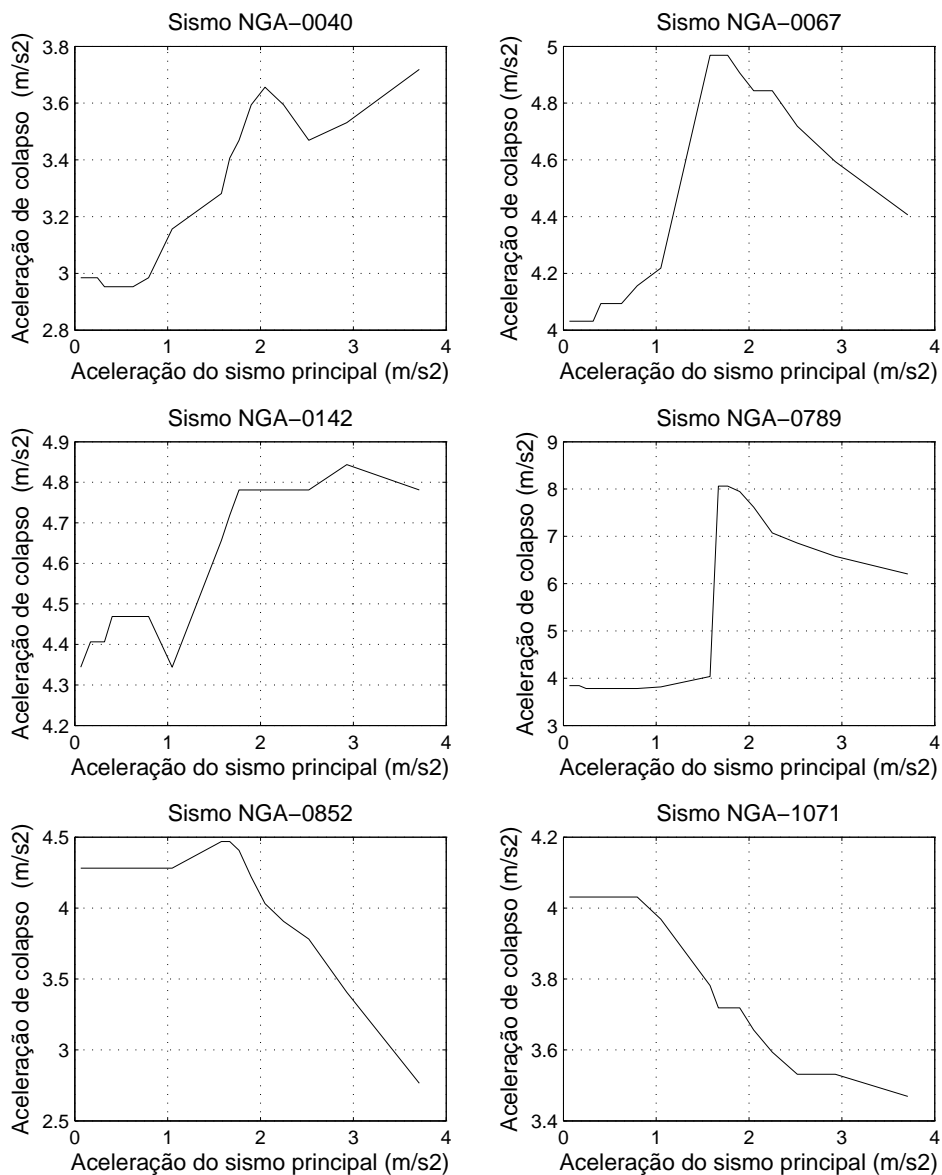


Figura D.9: Aceleração da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal para sismo tipo 1 e considerando a remoção do pilar P1 (6 sismos)

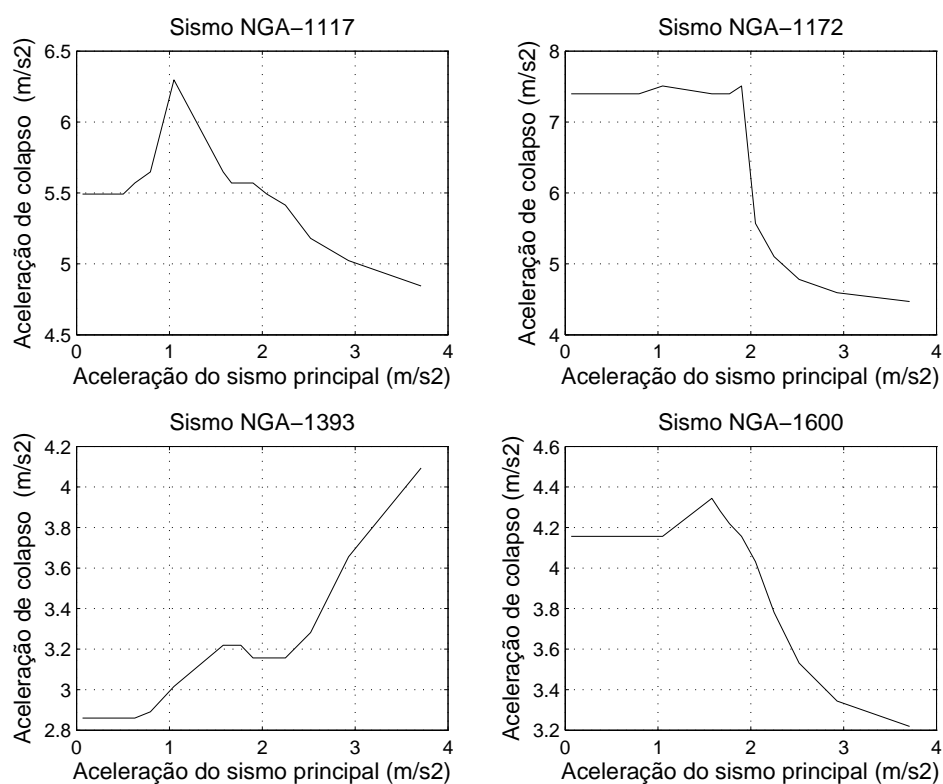


Figura D.10: Aceleração da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal para sismo tipo 1 e considerando a remoção do pilar P1 (4 sismos)



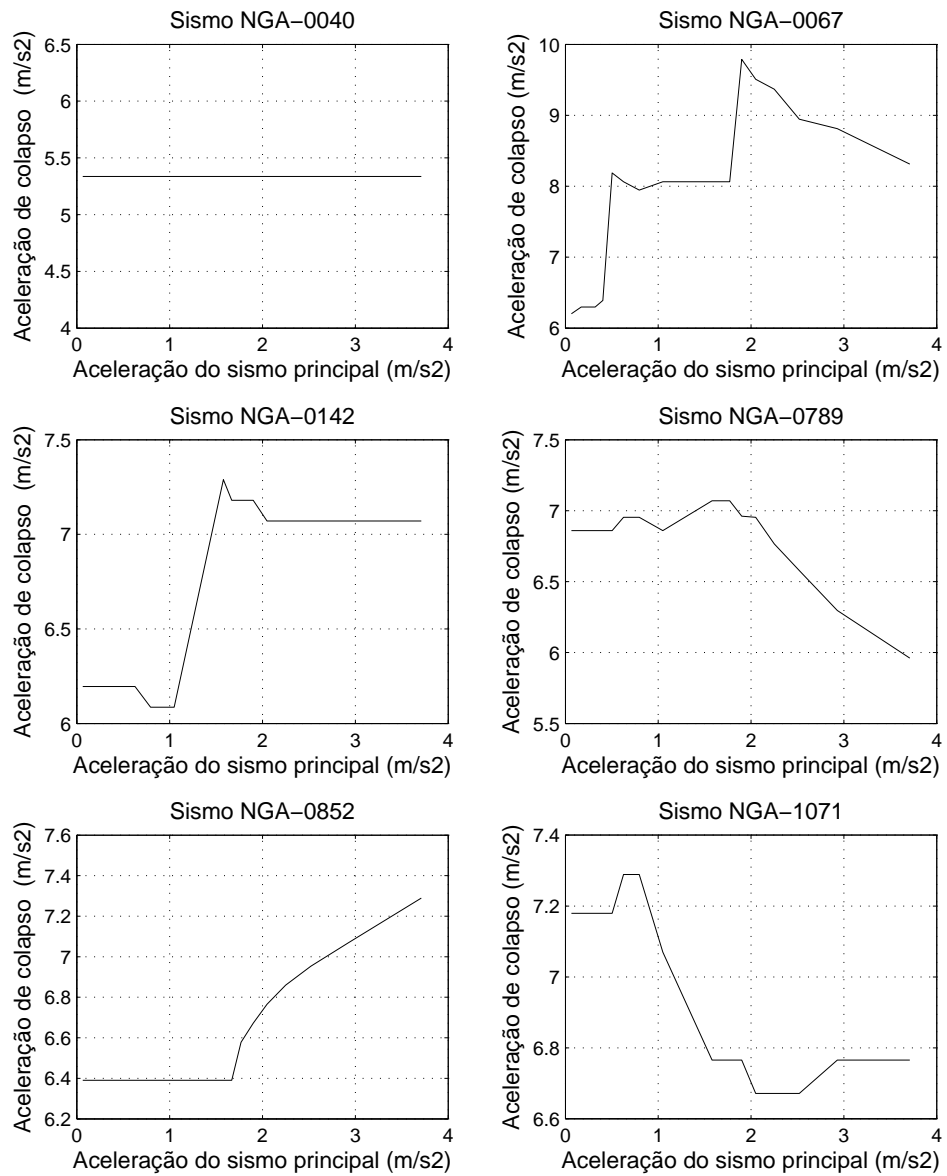


Figura D.11: Aceleração da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal para sismo tipo 1 e não considerando a remoção de elementos (6 sismos)

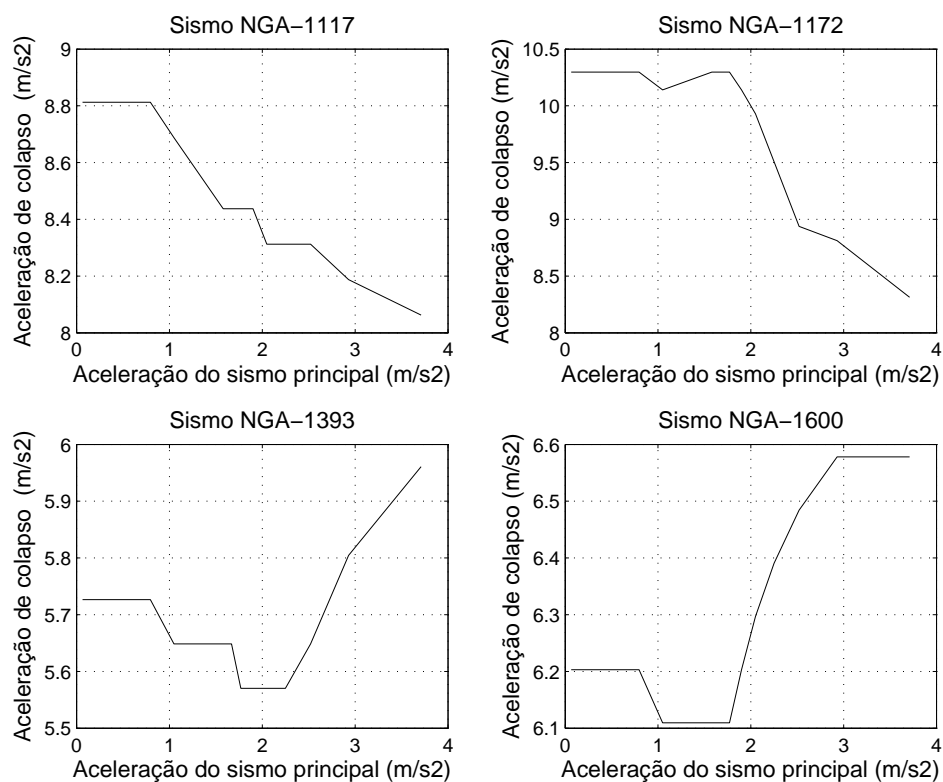


Figura D.12: Aceleração da réplica que provoca colapso em função da aceleração do sismo principal para sismo tipo 1 e não considerando a remoção de elementos (4 sismos)

**D.3 Resultados numéricos**

Nas Tabelas D.1 a D.5 apresentam-se os resultados finais das análises efectuadas para os vários cenários de dano considerados. Apresentam-se os resultados parciais obtidos para os vários sismos e os resultados médios, assim como o cálculo da probabilidade de rotura e da probabilidade da aceleração da réplica que provoca o colapso ser excedida.













### D.4 Resultados individuais para vários valores da aceleração da réplica

Nas Figuras D.13 a D.20 apresenta-se a resposta máxima da estrutura para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal. A resposta máxima é dada através do deslocamento máximo do topo e da aceleração máxima do 1º piso ao longo da análise.

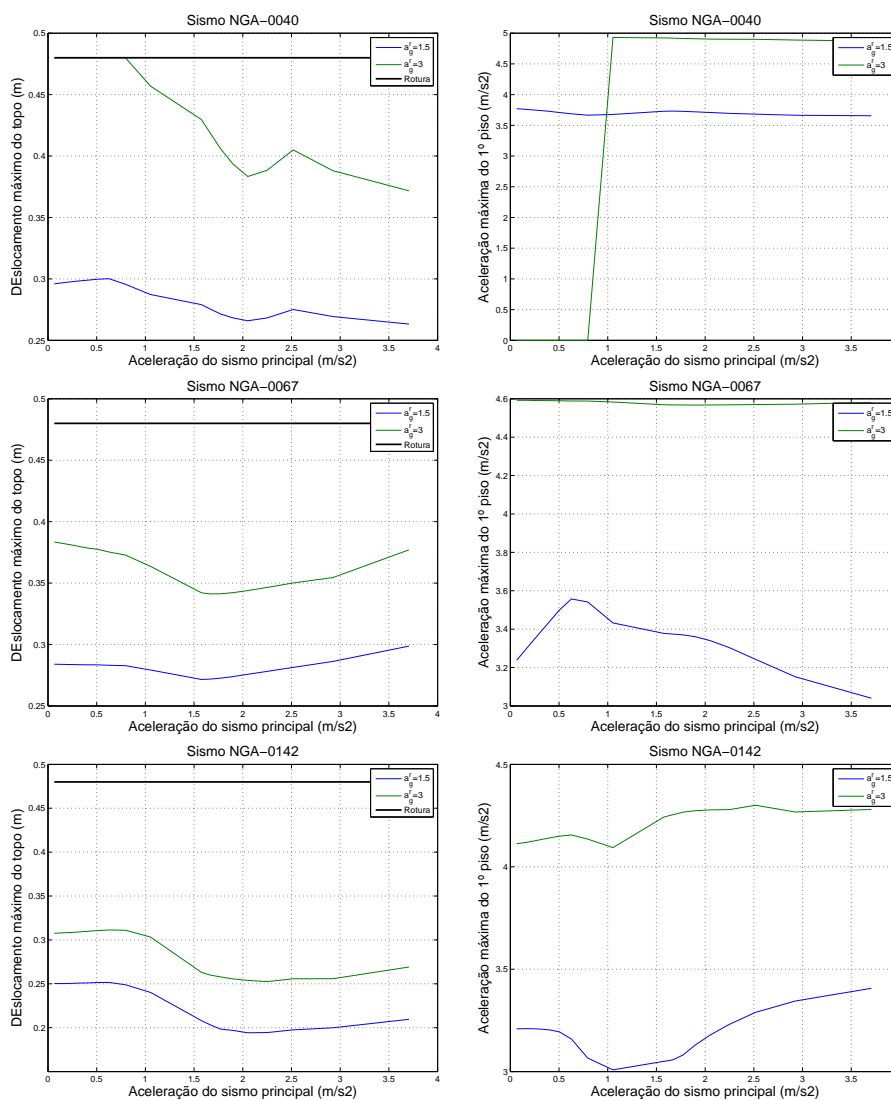


Figura D.13: Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de se considerar a remoção do pilar P1 (sismos NGA-0040,0067 e 0142)

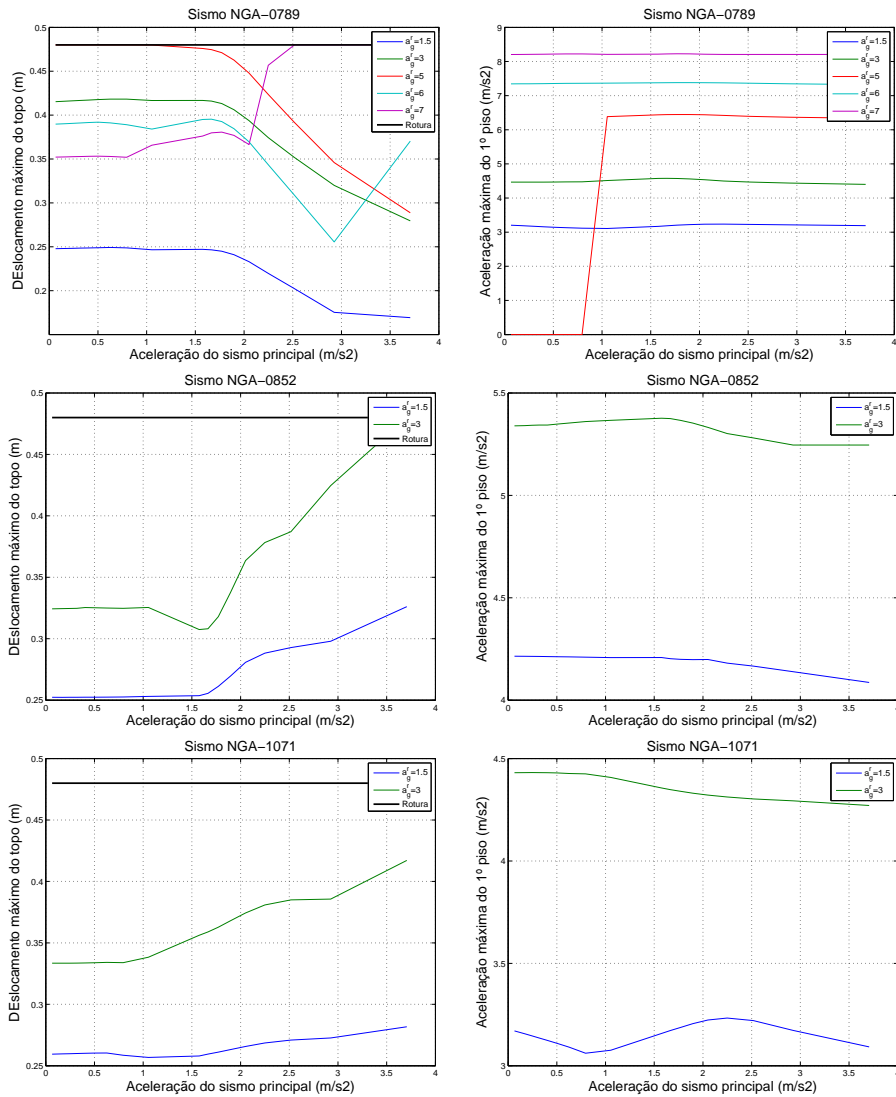


Figura D.14: Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de se considerar a remoção do pilar P1 (sismos NGA-0789,0852 e 1071)

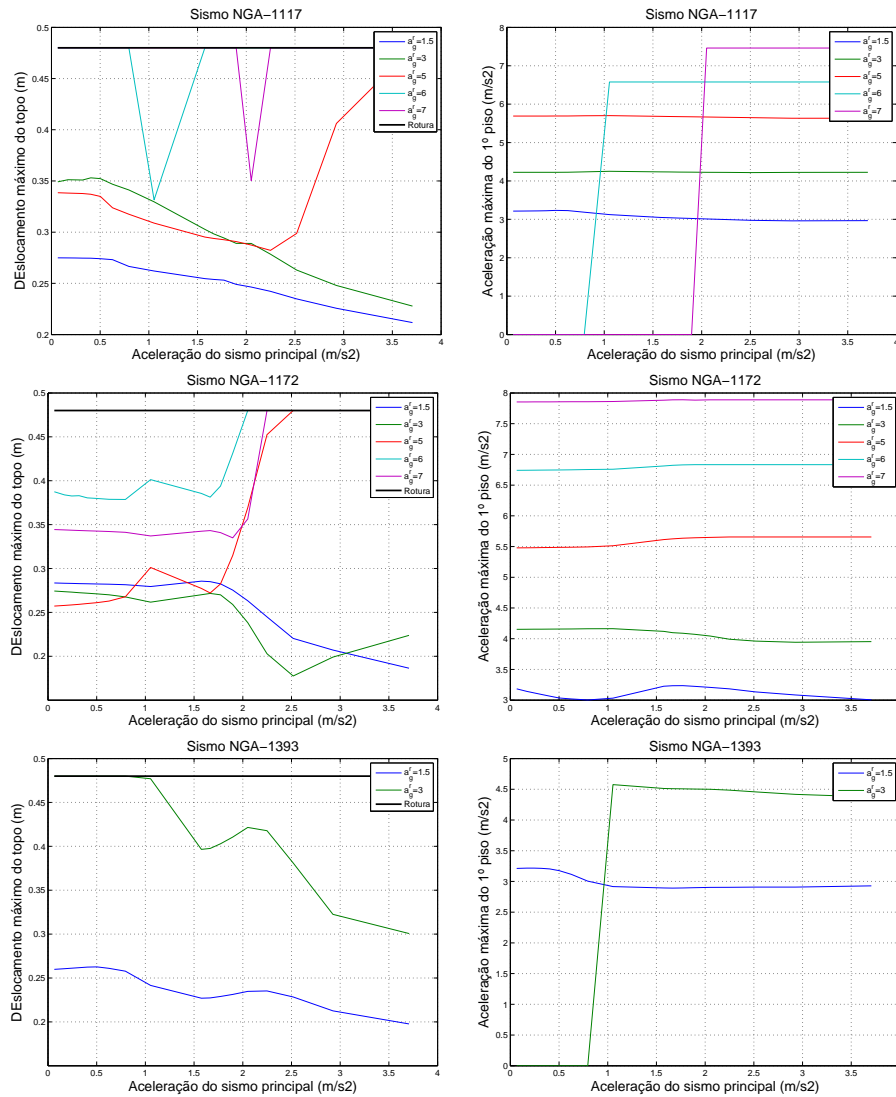


Figura D.15: Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de se considerar a remoção do pilar P1 (sismos NGA-1117,1172 e 1393)

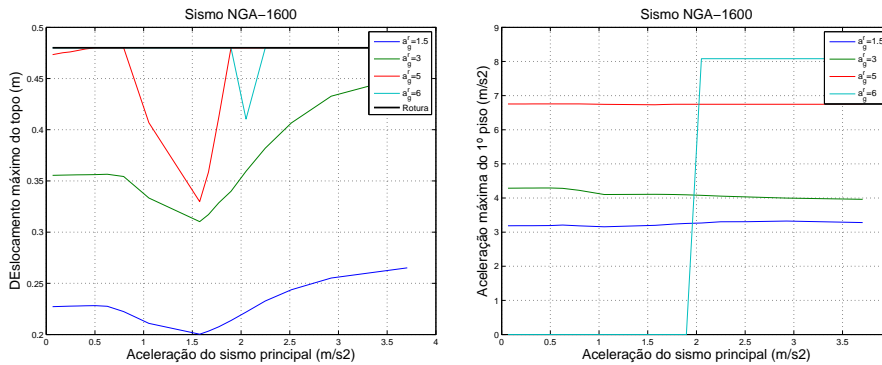


Figura D.16: Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de se considerar a remoção do pilar P1 (sismo NGA-1600)

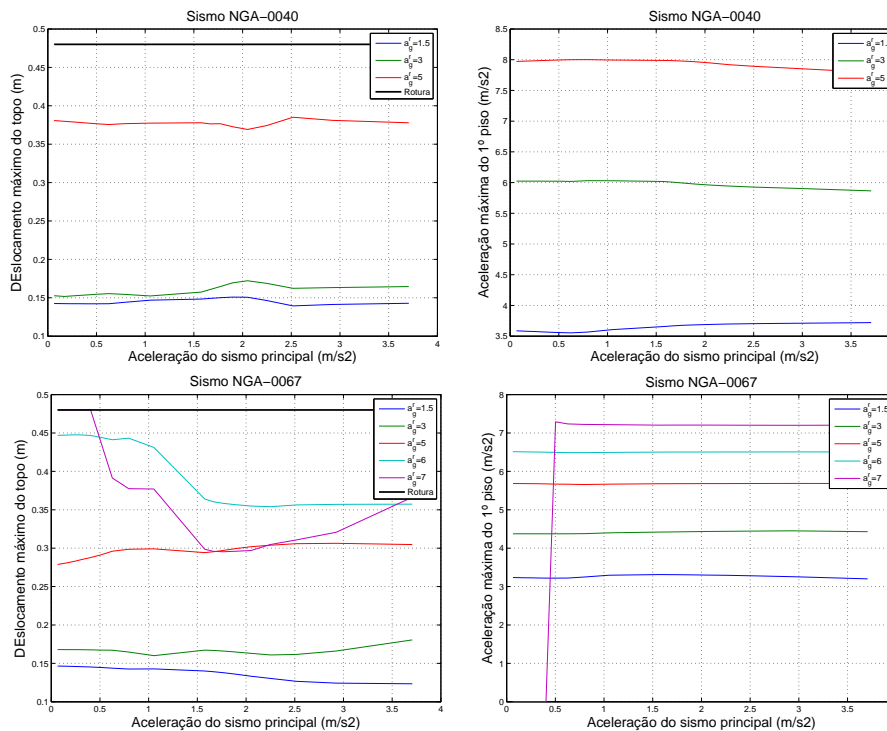


Figura D.17: Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de não se considerar a remoção de elementos (sismos NGA-0040 e 0067)

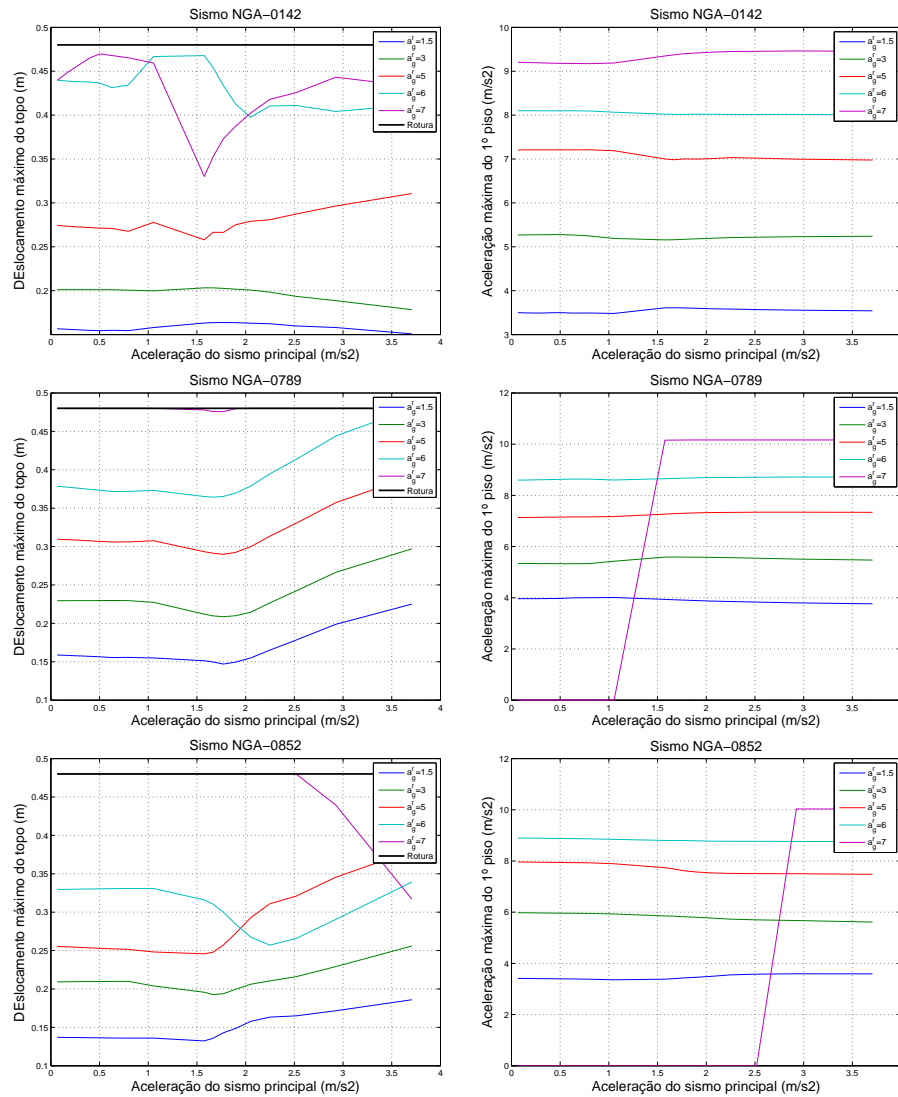


Figura D.18: Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de não se considerar a remoção de elementos (sismos NGA-0142,0789 e 0852)

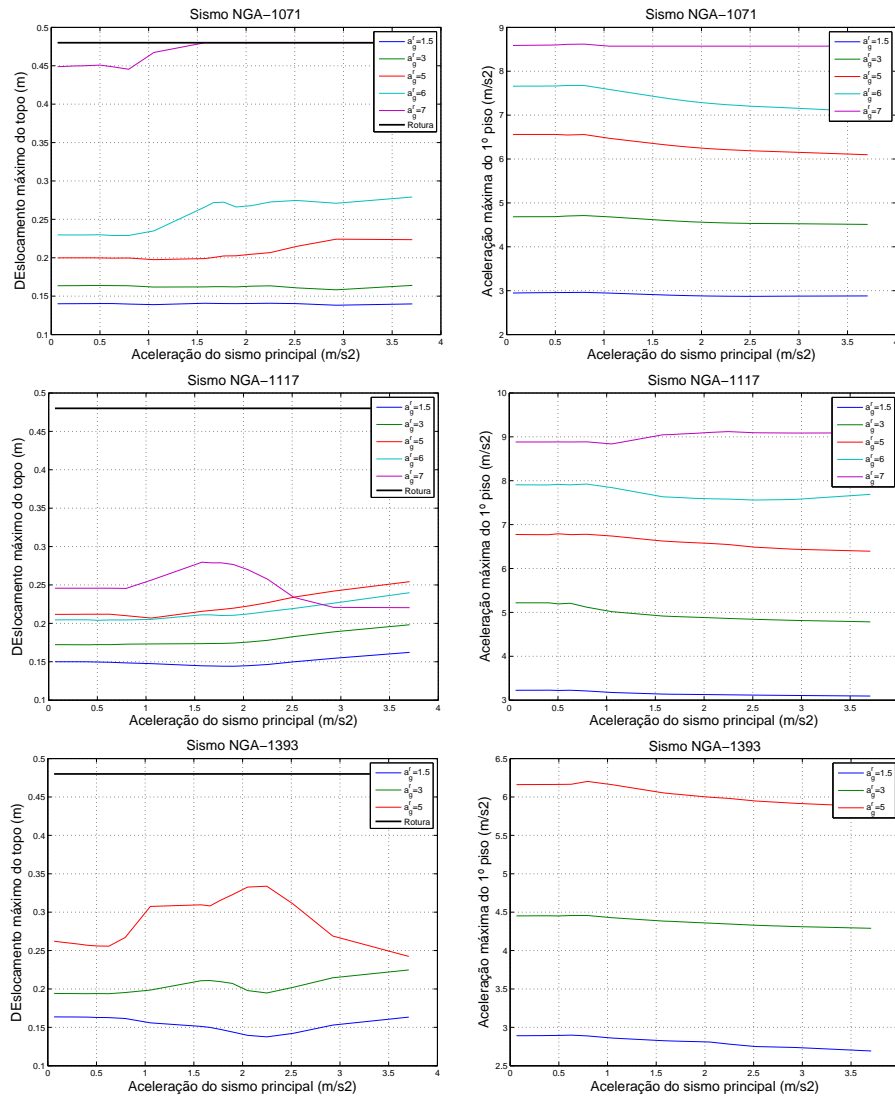


Figura D.19: Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de não se considerar a remoção de elementos (sismos NGA-1071,1117 e 1393)

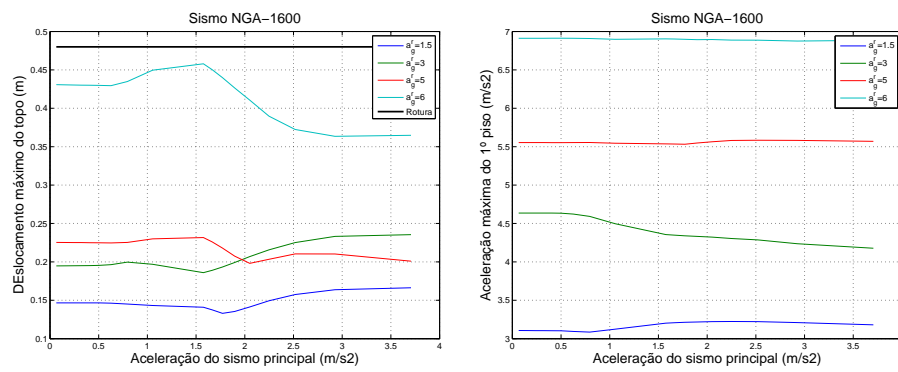


Figura D.20: Resposta estrutural em termos de deslocamento máximo do topo e aceleração máxima do 1º piso para vários valores da aceleração da réplica em função da aceleração do sismo principal, no caso de não se considerar a remoção de elementos (sismo NGA-1600)