

# **ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EM BETÃO ARMADO COM O RECURSO A METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS**

**JÚLIO FLÁVIO FERREIRA DA SILVA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

---

FEVEREIRO DE 2008

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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

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

À minha avó, pelo exemplo,  
Aos meus pais, pelo apoio  
À minha namorada, pela dedicação

*Conhecimento é Poder*

*Francis Bacon*



## **AGRADECIMENTOS**

Nesta altura torna-se fundamental prestar o meu agradecimento a todos aqueles que contribuíram para a realização desta dissertação.

Assim, começaria por agradecer ao Professor António Arêde, a sua disponibilidade e dedicação, demonstradas ao longo deste período, na constante transmissão de ensinamentos, bem como no acompanhamento de todas as tarefas.

Ao Eng. Hugo Rodrigues, a constante disponibilidade e incentivo, bem como a transmissão de conhecimentos que tanto contribuíram para o resultado final deste trabalho.

Ao Eng. Xavier, gostaria ainda de demonstrar a minha gratidão pelos conhecimentos transmitidos.

Um agradecimento especial, aos meus colegas Raquel Freitas e João Milheiro pelo apoio prestado, o qual se demonstrou essencial para realização deste trabalho.

À minha família, em especial, à minha avó, pais e irmão pelo apoio e ajuda, indispensáveis à realização deste trabalho.

Finalmente, um agradecimento muito especial à minha namorada, Daniela Santos, pela compreensão carinhosa e paciência que sempre demonstrou.

A todos aqui deixo a minha profunda gratidão.



## RESUMO

Neste trabalho foi realizada uma revisão bibliográfica de metodologias simplificadas de análise sísmica de edifícios em betão armado, em particular com o recurso a métodos não-lineares, utilizadas em diferentes países e que se podem adaptar à realidade portuguesa. Realizou-se ainda, o enquadramento com as recomendações presentes nas Normas Europeias nesta matéria.

Foram modelados três edifícios representantes do parque habitacional português, dois localizados a norte na cidade do Porto e um a sul na cidade de Lisboa, através do programa de cálculo PORANL.

Determinou-se as curvas de capacidade dos três edifícios (pushover), bem como, os espectros de resposta da EN 1998-1 para as duas zonas em estudo, aplicando-se a partir destas duas curvas uma metodologia simplificada de análise, o método do espectro de capacidade, determinando-se os pontos de desempenho sísmico.

Os resultados obtidos, no que diz respeito a deslocamentos relativos entre pisos, foram comparados com diferentes recomendações, nomeadamente com o ATC40 (1996) e o Vision2000 (1995), verificando-se a segurança dos três edifícios em relação à acção sísmica espectral.

Foram realizadas ainda, análises não-lineares dinâmicas aos mesmos edifícios com o objectivo de comparar os resultados atingidos por via simplificada. Estas análises permitiram a validação dos resultados obtidos através das análises não-lineares estáticas (simplificadas) e também perceber de que modo será possível ultrapassar algumas limitações dos métodos simplificados de forma a serem obtidos resultados com maior nível de confiança.

PALAVRAS-CHAVE: Objectivos de desempenho, curva de capacidade, espectro de resposta, ponto de desempenho sísmico, *drift*.





## **ABSTRACT**

In this work, it was made a bibliographic review of simplified methodologies on seismic analysis of reinforcement concrete buildings, particularly using non-linear methods, used in different countries and that can be adapted to the Portuguese reality. It was also realized, the framing of this theme following the recommendation of the European Norms.

Were modelled three Portuguese buildings which represent a large number of the existing buildings in this country, two of them placed in Porto and another one in Lisbon, using a computer program called PORANL.

The capacity curves were traced for the three cases and the spectrum responses, recommended by the EN1998-1, were represented. After that, one of the non-linear methods (capacity spectrum method) was applied to the three structures and the performance points was determined.

The results were obtained for all the cases, in terms of drifts, and were compared with the limits imposed by different recommendations, such as ATC40 (1996) and Vision2000 (1995). The drifts limits were verified for the three buildings, in terms of seismic spectral analysis.

It was also made non-linear dynamic analyses, to the same buildings, in order to compare the results of the simplified methods. These analyses allowed, not only to confirm the results of the non-linear static analysis (simplified), but also give an overview of the limitations of the method and how it was possible to overstep them.

**KEYWORDS:** Performance objectives, capacity curves, spectrum response, performance point, drift.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v

## **1. INTRODUÇÃO, OBJECTIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO** .....

<b>1.1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.2. OBJECTIVOS</b> .....	1
<b>1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO</b> .....	2

## **2. METODOLOGIAS NÃO-LINEARES DE ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS** .....

<b>2.1. INTRODUÇÃO</b> .....	3
<b>2.2. OBJECTIVOS DE DESEMPENHO</b> .....	3
2.2.1. INTRODUÇÃO .....	3
2.2.2. VISION 2000 .....	4
2.2.3. ATC40 E FEMA356 .....	5
2.2.4. PREN 1998 .....	8
<b>2.3. MÉTODOS NÃO-LINEARES DINÂMICOS</b> .....	9
2.3.1. INTRODUÇÃO .....	9
2.3.2. AMORTECIMENTO .....	10
2.3.3. MÉTODO DE INTEGRAÇÃO .....	10
<b>2.4. MÉTODOS NÃO-LINEARES ESTÁTICOS</b> .....	11
2.4.1. INTRODUÇÃO .....	11
2.4.2. CURVA DE CAPACIDADE .....	12
2.4.3. MÉTODO ESPECTRO DE CAPACIDADE .....	13
2.4.3.1. Introdução .....	13
2.4.3.2. Transformação da Curva de Capacidade em Espectro de Capacidade .....	13
2.4.3.3. Transformação do espectro de resposta para o formato ADRS ( <i>Acceleration Displacement Response Spectrum</i> ) .....	15
2.4.3.4. Espectro de Resposta Reduzido .....	15

2.4.3.5. Intersecção dos Espectros de Resposta e de Capacidade .....	18
2.4.4. MÉTODO DO COEFICIENTE DO DESLOCAMENTO .....	19
2.4.5. MÉTODO N2 (PROPOSTO PELO EC8) .....	21
2.4.5.1. Introdução .....	21
2.4.5.2. Espectros de Resposta Inelásticos .....	21
2.4.5.3. Curva de Capacidade .....	22
2.4.5.4. Ponto de desempenho Sísmico .....	23

### **3. DESCRIÇÃO DOS EDIFÍCIOS EM ESTUDO .....**

25

#### **3.1. INTRODUÇÃO .....**

25

#### **3.2. BLOCO DE COSTA CABRAL .....**

25

##### 3.2.1. INTRODUÇÃO .....

25

##### 3.2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL .....

27

#### **3.3. EDIFÍCIO PARNASO .....**

28

##### 3.3.1. INTRODUÇÃO .....

28

##### 3.3.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL .....

29

#### **3.4. UNIDADES TIPO A NA AVENIDA INFANTE SANTO .....**

30

##### 3.4.1. INTRODUÇÃO .....

30

##### 3.4.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL .....

30

### **4. Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica dos Edifícios em Estudo .....**

33

#### **4.1. MODELAÇÃO NUMÉRICA .....**

33

##### 4.1.1. INTRODUÇÃO .....

33

##### 4.1.2. COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DOS ELEMENTOS .....

33

##### 4.1.3. CARGAS ESTÁTICAS E MASSAS .....

34

##### 4.1.4. CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS NUMÉRICOS .....

34

#### **4.2. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DO EDIFÍCIO .....**

35

##### 4.2.1. BLOCO DE COSTA CABRAL .....

35

##### 4.2.2. EDIFÍCIO PARNASO .....

36

##### 4.2.3. EDIFÍCIO DE INFANTE SANTO .....

38

#### **4.3. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE CAPACIDADE (PUSHOVER) .....**

39

##### 4.3.1. INTRODUÇÃO .....

39

4.3.2. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE CAPACIDADE DO BLOCO DE COSTA CABRAL .....	39
4.3.3. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE CAPACIDADE DO EDIFÍCIO PARNASO .....	41
4.3.4. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE CAPACIDADE DO EDIFÍCIO INFANTE SANTO .....	42
<b>4.4. ESPECTROS DE RESPOSTA (CURVAS DE EXIGÊNCIA) .....</b>	<b>43</b>
4.4.1. INTRODUÇÃO .....	43
4.4.2. ZONAMENTO SÍSMICO .....	44
4.4.3. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA .....	44
4.4.4. ESPECTRO DE RESPOSTA PARA A REGIÃO DO PORTO .....	47
4.4.5. ESPECTRO DE RESPOSTA PARA A REGIÃO DE LISBOA .....	47
<b>4.5. RESULTADOS DA ANÁLISE NÃO-LINEAR ESTÁTICA .....</b>	<b>48</b>
4.5.1. PONTOS DE DESEMPENHO SÍSMICO (“PERFORMANCE POINT”) .....	48
4.5.1.1. Determinação dos Pontos de Desempenho para o Bloco de Costa Cabral .....	49
4.5.1.2. Determinação dos Pontos de Desempenho para o Edifício Parnaso .....	50
4.5.1.3. Determinação dos Pontos de Desempenho para o Edifício da Av. Infante Santo .....	51
4.5.1.4. Conclusões .....	52
4.5.2. PERFIS DE DESLOCAMENTOS, DRIFTS, CORTE E DUCTILIDADES DO BLOCO DE COSTA CABRAL .....	52
4.5.2.1. Direcção Transversal .....	53
4.5.2.2. Direcção Longitudinal .....	54
4.5.3. PERFIS DE DESLOCAMENTOS, DRIFTS, CORTE E DUCTILIDADES DO EDIFÍCIO PARNASO .....	56
4.5.3.1. Direcção Transversal .....	56
4.5.3.2. Direcção Longitudinal .....	57
4.5.4. PERFIS DE DESLOCAMENTOS, DRIFTS, CORTE E DUCTILIDADES DO EDIFÍCIO INFANTE SANTO .....	59
4.5.4.1. Direcção Transversal .....	59
4.5.4.2. Direcção Longitudinal .....	60
4.5.5. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA .....	61
<b>5. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA DOS EDIFÍCIOS EM ESTUDO .....</b>	<b>63</b>
5.1. INTRODUÇÃO .....	61
<b>5.2. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA AO BLOCO DE COSTA CABRAL .....</b>	<b>64</b>
5.2.1. DIRECÇÃO TRANSVERSAL .....	64
5.2.2. DIRECÇÃO LONGITUDINAL .....	66
<b>5.3. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA AO EDIFÍCIO PARNASO .....</b>	<b>67</b>

5.3.1. DIRECÇÃO TRANSVERSAL.....	67
5.3.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL.....	69
<b>5.4. RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA AO EDIFÍCIO DA AV. INFANTE SANTO .....</b>	<b>70</b>
5.4.1. DIRECÇÃO TRANSVERSAL.....	70
5.4.2. DIRECÇÃO TRANSVERSAL.....	72
<b>5.5. CONCLUSÕES.....</b>	<b>73</b>
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>75</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>77</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Constantes $\alpha$ e $\beta$ e o factor de amortecimento $\xi$ .....	10
Fig. 2.2 - Determinação do ponto de desempenho sísmico .....	11
Fig. 2.3 - Curva de Capacidade do tipo dentes de serra (adaptado Dinis, 2006).....	13
Fig. 2.4 – Factor de participação modal e coeficiente modal de massa (Adaptado ATC40) .....	14
Fig. 2.5 – Espectro de resposta no formato tradicional e no formato ADRS .....	15
Fig. 2.6 - Energia dissipada durante a acção sísmica (adaptado ATC40) .....	17
Fig. 2.7 - Espectro de resposta inelástico .....	18
Fig. 2.8 - Determinação do primeiro par de pontos (api, dpi) .....	18
Fig. 2.9 - Determinação da curva bi-linear da capacidade .....	19
Fig. 2.10 - Determinação do ponto de intersecção dos espectros de resposta e de capacidade .....	19
Fig. 2.11 - Determinação da curva bi-linear para aplicação do método do coeficiente de deslocamento .....	20
Fig. 2.12 - Determinação da curva bi-linear .....	23
Fig. 2.13 - Determinação do ponto de desempenho sísmico a) períodos longos b) períodos baixos.....	23
Fig. 3.1 - Vista frontal do bloco de Costa Cabral .....	26
Fig. 3.2 - Vista lateral do bloco de Costa Cabral.....	26
Fig. 3.3 - Planta de estrutural do tecto da cave do bloco de Costa Cabral.....	29
Fig. 3.4 - Planta estrutural do tecto tipo do bloco de Costa Cabral .....	28
Fig. 3.5 - Vista frontal do edifício Parnaso .....	28
Fig. 3.6 - Planta estrutural do edifício Parnaso.....	29
Fig. 3.7 - Dimensões do edifício Parnaso .....	29
Fig. 3.7 - Foto do edifício da avenida Infante Santo.....	30
Fig. 3.8 - Planta estrutural do edifício (Adaptado de Rodrigues,2005) .....	31
Fig. 3.9 - Pórtico tipo do edificio da avenida Infante Santo (Adaptado de Rodrigues,2005).....	31
Fig. 4.1 - Exemplo de curva tri-linear.....	33
Fig. 4.2 - Macro-elemento da barra (adaptado de Rodrigues (2005)) .....	34
Fig. 4.3 - Configuração do 1º modo de vibração do bloco de Costa Cabral (direcção transversal).....	36
Fig. 4.4 - Configuração do 1º modo de vibração do bloco de Costa Cabral (direcção longitudinal) .....	36
Fig. 4.5 - Configuração do 1º modo de vibração do edifício Parnaso (direcção transversal).....	37
Fig. 4.6 - Configuração do 1º modo de vibração do edifício Parnaso (direcção longitudinal) .....	37

Fig. 4.7 - Configuração do 1º modo de vibração do edifício da Av. Infante Santo (direcção transversal e longitudinal) .....	38
Fig. 4.8 - Curvas de capacidade do bloco de Costa Cabral na direcção longitudinal .....	39
Fig. 4.9 - Curvas de capacidade do bloco de Costa Cabral na direcção transversal .....	40
Fig. 4.10 - Curvas de capacidade do edifício Parnaso na direcção longitudinal .....	41
Fig. 4.11 - Curvas de capacidade do edifício Parnaso na direcção transversal.....	41
Fig. 4.12 - Curvas de capacidade do edifício de Infante Santo na direcção longitudinal .....	42
Fig. 4.13 - Curvas de capacidade do edifício de Infante Santo na direcção transversal.....	43
Fig. 4.14 - Zonamento sísmico da NP EN 1998-1 para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas (à esquerda) e para o cenário de sismo próximo/sismo intraplacas (à direita).....	44
Fig. 4.15 - Forma genérica do espectro de resposta elástico da EN 1998-1 .....	45
Fig. 4.16 - Espectros de resposta elásticos propostos pela EN 1998-1 para a região do Porto .....	47
Fig. 4.17 - Espectros de resposta elásticos propostos pela EN 1998-1 para a região de Lisboa.....	48
Fig. 4.18 - Determinação do ponto de desempenho sísmico do bloco de costa Cabral (direcção Transversal) .	49
Fig. 4.19 - Determinação do ponto de desempenho sísmico do bloco de costa Cabral (direcção Longitudinal).	50
Fig. 4.20 - Determinação do ponto de desempenho sísmico do edifício Parnaso (direcção Transversal) .....	50
Fig. 4.21 - Determinação do ponto de desempenho sísmico do edifício Parnaso (direcção Longitudinal).....	51
Fig. 4.22 - Determinação do ponto de desempenho sísmico do edifício da av. Infante Santo (direcção transversal).....	51
Fig. 4.23 - Determinação do ponto de desempenho sísmico do edifício da av. Infante Santo (direcção longitudinal) .....	52
Fig. 4.24 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Bloco de Costa Cabral (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	53
Fig. 4.25 - Perfil de corte e de ductilidades do Bloco de Costa Cabral (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	53
Fig. 4.26 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Bloco de Costa Cabral (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	54
Fig. 4.27 - Perfil de corte e de ductilidades do Bloco de Costa Cabral (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	55
Fig. 4.28 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício Parnaso (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	56
Fig. 4.29 - Perfil de corte e de ductilidades do Edifício Parnaso (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	56
Fig. 4.30 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício Parnaso (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	57
Fig. 4.31 - Perfil de corte e de deslocamentos do Edifício Parnaso (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	58



Fig. 4.32 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício da Avenida Infante Santo (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	59
Fig. 4.33 - Perfil de corte e de ductilidades do Edifício da Avenida Infante Santo (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	59
Fig. 4.34 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício da Avenida Infante Santo (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	60
Fig. 4.35 - Perfil de corte e de ductilidades do Edifício da Avenida Infante Santo (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1) .....	61
Fig. 5.1 – Regras de histerese associadas ao modelo não-linear em flexão (Varum, 1996).....	63
Fig. 5.2 - Perfil de deslocamentos e drifts do Bloco de Costa Cabral (direcção transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos.....	64
Fig. 5.3 - Perfil de corte e do Bloco de Costa Cabral (direcção transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos.....	65
Fig. 5.4 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Bloco de Costa Cabral (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos.....	66
Fig. 5.5 - Perfil de corte do Bloco de Costa Cabral (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos.....	66
Fig. 5.6 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício Parnaso (transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos.....	67
Fig. 5.7 - Perfil de corte do Edifício Parnaso (transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos .....	68
Fig. 5.8 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício Parnaso (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos.....	69
Fig. 5.9 - Perfil de corte do Edifício Parnaso (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos .....	69
Fig. 5.10 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício da Av. Infante Santo (transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos.....	70
Fig. 5.11 - Perfil de corte do Edifício da Av. Infante Santo (transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos .....	71
Fig. 5.12 - Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício da Av. Infante Santo (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos.....	72
Fig. 5.13 - Perfil de corte do Edifício da Av. Infante Santo (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos .....	72



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Objectivos de desempenho do Vision 2000.....	5
Quadro 2.2 - Objectivos de desempenho do ATC40 e FEMA356 .....	6
Quadro 2.3 - Factores de correcção do espectro para ter em conta o amortecimento hysterético.....	17
Quadro 4.1 - Frequências de vibração do bloco de Costa Cabral nas duas direcções estudadas .....	35
Quadro 4.2 - Frequências de vibração do edifício Parnaso nas duas direcções estudadas .....	36
Quadro 4.3 - Frequências de vibração do edifício da avenida Infante Santo nas duas direcções estudadas.....	38
Quadro 4.4 - Aceleração máxima de referência $a_{gR}$ ( $cm/s^2$ ) nas várias zonas sísmicas da NP EN 1998-1 .....	44
Quadro 4.5 - Valores das variáveis definidoras da configuração espectral em rocha na NP EN 1998-1 (Valores recomendados na EN 1998-1 entre parênteses, quando diferentes).....	46
Quadro 4.6 - Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos da NP EN 1998-1 para os vários tipos de terreno (valores recomendados na EN 1998-1 entre parênteses, quando diferentes) .....	46
Quadro 4.7 - Valores dos deslocamentos horizontais (em metros) no topo dos edifícios correspondentes aos pontos de desempenho sísmico para cada uma das direcções e para os dois tipos de espectros .....	48
Quadro 4.8 - Limites de drift de acordo com o ATC-40 (1996) .....	62
Quadro 4.9 - Limites de drift de acordo com o VISION-2000 (1995) .....	62
Quadro 5.1 - Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o Bloco de Costa Cabral na direcção transversal.....	65
Quadro 5.2 - Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o Bloco de Costa Cabral na direcção longitudinal .....	67
Quadro 5.3 - Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o edifício Parnaso na direcção transversal.....	68
Quadro 5.4 - Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o edifício Parnaso na direcção longitudinal .....	70
Quadro 5.5 - Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o edifício da Av. Infante Santo na direcção transversal.....	71
Quadro 5.6 - Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o edifício da Av. Infante Santo na direcção longitudinal .....	73



# INTRODUÇÃO, OBJECTIVOS ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

## 1.1. INTRODUÇÃO

Diversos estudos têm sido dirigidos para o desenvolvimento de metodologias e processos de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios. Esta atenção por parte de diversos autores é justificada pela complexidade do tema e pelas diferentes variáveis inerentes a estes processos de análise, bem como, pela interferência do fenómeno sísmico nas sociedades modernas.

As análises sísmicas utilizadas até a primeira metade do século XX assentavam em processos pouco rigorosos. No entanto, nos últimos anos a atenção por parte dos engenheiros civis a este tópico tem sido reforçada, tendo sido publicados diversos estudos científicos e avanços na matéria resultando em regulamentação específica para o dimensionamento de estruturas na segunda metade do século XX.

No que se refere a análise sísmicas de edifícios em particular, esta atenção é perfeitamente justificada pelas catástrofes ocorridas aquando da ocorrência de actividade sísmica importante, da qual resulta, geralmente, a perda de vidas humanas e prejuízos materiais importantes.

Torna-se, portanto, fundamental definir métodos que permitam o correcto dimensionamento de novas estruturas mas também a correcta análise das existentes.

Os métodos que permitem a obtenção de resultados mais rigorosos, assentam em análises dinâmicas que permitem simular efeitos variáveis no tempo. No entanto, estes processos são morosos, o que torna a sua aplicabilidade em muitas situações reduzida. Surgem assim métodos estáticos que apesar de não conduzirem a resultados tão rigorosos apresentam-se como uma boa alternativa, de fácil tratamento e que conduzem a resultados satisfatórios.

Os métodos de análise estática não-linear são o alvo deste trabalho, o qual se julga ser um contributo para a sua divulgação e aplicação

## 1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho teve como objectivo inicial realizar um resumo bibliográfico de metodologias de análise sísmica não-linear de edifícios e respectivo enquadramento com a regulamentação existente nessa matéria.

Pretende-se também com este trabalho aplicar a um conjunto de edifícios, representativos do território português, análises não-lineares estáticas e comparar os resultados daí obtidos com as análises obtidas por um processo de análise dinâmica não-linear.

### **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho está organizado em seis capítulos. Neste primeiro capítulo é feita uma introdução e um enquadramento ao tema e são resumidos os principais objectivos da dissertação.

No segundo capítulo é realizado um resumo bibliográfico de metodologias de análise sísmica não-linear de edifícios. São apresentados de forma simplificada os métodos dinâmicos, dando especial ênfase aos métodos estáticos.

O terceiro capítulo é dedicado à descrição geométrica e material dos edifícios em estudo neste trabalho.

No quarto capítulo apresenta-se a aplicação de um dos métodos de análise não-linear estática, descritos no capítulo dois, aos três edifícios em estudo e conclui-se acerca da vulnerabilidade sísmica destes edifícios.

No quinto capítulo são apresentados os resultados da análise não-linear dinâmica aos mesmos edifícios, no que se refere à vulnerabilidade sísmica, e realiza-se a comparação com os resultados obtidos da análise estática.

No sexto e último capítulo apresentam-se as principais conclusões do trabalho e referem-se alguns desenvolvimentos futuros que se poderão desenvolver tendo por base este trabalho.

# 2

## METODOLOGIAS NÃO-LINEARES DE ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

### 2.1. INTRODUÇÃO

Os métodos de análise sísmica podem agrupar-se em dois grandes grupos. Os primeiros não têm em consideração o comportamento não-linear material da estrutura designando-se por métodos lineares elásticos. Os segundos traduzem o comportamento não-linear dos materiais exigindo análises mais complexas, com maior discretização dos elementos estruturais, mas que permitem uma melhor aproximação do comportamento real das estruturas face à acção sísmica.

Vários métodos de análise elásticos lineares e não-lineares são admissíveis para análise de estruturas de betão armado. Métodos lineares elásticos recorrem à utilização de forças laterais regulamentares, estáticas e dinâmicas, bem como à comparação entre capacidade e exigência (ATC 40).

Este trabalho incide sobre as metodologias não-lineares de análise, procurando-se neste capítulo resumir alguns métodos estáticos apresentados em diversas publicações, bem como, tecer algumas considerações acerca dos métodos dinâmicos.

### 2.2. OBJECTIVOS DE DESEMPENHO

#### 2.2.1. INTRODUÇÃO

A vulnerabilidade sísmica de um edifício, ou outra estrutura, pode ser descrita como a sua susceptibilidade de se danificar durante a ocorrência de um sismo (Varum, 2003).

A partir deste conceito foram criados vários níveis de desempenho de um edifício face à ocorrência de um sismo com determinada intensidade.

Os níveis de desempenho consistem num conjunto de critérios que o edifício deve satisfazer de modo a garantir determinado comportamento global. Este comportamento pode ser definido em termos de danos nos elementos estruturais e não estruturais, estabilidade local e global, deformações máximas e residuais, etc. (Dinis, 2006).

Se associarmos um nível de desempenho a eventos sísmicos com determinado período de retorno, obtemos um objectivo de desempenho.

A criação destes níveis levou ao aparecimento de três documentos (Vision 2000, ATC40, FEMA 356) nos quais, se descrevem metodologias simplificadas de análise sísmica que têm por base objectivos de desempenho das estruturas.

### 2.2.2. VISION 2000

O Vision 2000, publicado pela Structural Engineers Association of California (SEAOC), em 1995, consistiu numa das primeiras iniciativas em introduzir o conceito de metodologias baseadas em desempenho. Este documento define vários níveis de desempenho, quatro cenários sísmicos e objectivos de desempenho para instalações correntes, instalações importantes ou perigosas e instalações críticas (Dinis, 2006).

O Vision 2000 definiu quatro níveis de desempenho após a ocorrência de um sismo:

- Totalmente Operacional: é exigido que se mantenham todos os serviços e actividades decorrentes no edifício e que os danos nos elementos estruturais e não estruturais sejam desprezáveis;
- Operacional: é exigido que se mantenham a maior parte dos serviços e actividades decorrentes no edifício e que se protejam as actividades mais importantes. A estrutura poderá ter danos ligeiros e deverá manter o nível de segurança exigível para o seu uso;
- Salvaguarda de Vidas: este nível permite danos moderados na estrutura mas exige que se mantenha a estabilidade estrutural. Exige-se também que determinados sistemas e equipamentos sejam protegidos contra eventuais danos. Dever-se-á proteger a vida humana e terão que se verificar condições para se poder evacuar o edifício. Deverá também ser possível a reparação do edifício, embora tal possa não ser economicamente viável;
- Prevenção ao Colapso: são permitidos danos severos mas sem que ocorra o colapso estrutural. Poderão cair elementos não estruturais e não ser possível recuperar o edifício.













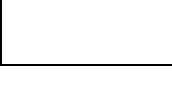



Relativamente à classificação de sismos em função da sua probabilidade de ocorrência, o Vision 2000 propõe as seguintes situações:





- Sismo Freqüente: corresponde a um sismo com 50% de probabilidade de ser excedido em 30 anos (período de retorno de 43 anos);
- Sismo Ocasional: consiste num sismo com 50% de probabilidade de ser excedido em 50 anos (período de retorno de 72 anos);
- Sismo Raro: corresponde a um sismo com 10% de probabilidade de ser excedido em 50 anos (período de retorno de 475 anos);
- Sismo Muito Raro: corresponde a um sismo com 10% de probabilidade de ser excedido em 100 anos (período de retorno de 975 anos).

Após a definição dos níveis de desempenho e classificação dos sismos surgem os objectivos de desempenho, quadro 2.1:



Quadro 2.1 – Níveis de desempenho do Vision 2000

	Total. Operacional	Operacional	Salvaguarda Vidas	Preven. Colapso
Frequente (50% em 30 anos)				
Ocasional (50% em 50 anos)				
Rara (10 % em 50 anos)				
Muito Rara (10 % em 100 anos)				

	Objectivos de desempenho inaceitáveis
	Objectivos de desempenho para instalações correntes
	Objectivos de desempenho para instalações importantes ou perigosas
	Objectivos de desempenho para instalações críticas

### 2.2.3. ATC40 E FEMA356

No que concerne à definição de níveis de desempenho, o ATC 40 e o FEMA 356 são idênticos. Ambos têm em conta o desempenho dos elementos estruturais e não estruturais na definição dos níveis de desempenho (quadro 2.2). Assim, os níveis de desempenho de um edifício são obtidos cruzando os níveis de desempenho dos elementos estruturais com os níveis de desempenho dos elementos não estruturais (Dinis, 2006).

Quadro 2.2 – Objectivos de desempenho do ATC40 e FEMA356

	SP-1 Ocupação Imediata	SP-2 Controlo de Danos	SP-3 Salvagar. da Vidas	SP-4 Segurança Limitada	SP-5 Estabilidade Estrutural	SP-6 Não Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	Não Recomendado	Não Recomendado	Não Recomendado	Não Recomendado
NP-B Ocupação Imediata	1-B Ocupação Imediata	2-B	3-B	Não Recomendado	Não Recomendado	Não Recomendado
NP-C Salvaguarda de Vidas	1-C	2-C	3-C Salvaguarda de Vidas	4-C	5-C	6-C
NP-D Perigos Reduzidos	Não Recomendado	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Não Considerado	Não Recomendado	Não Recomendado	3-E	4-E	5-E Estab. Estrutural	Não Recomendado

	Objectivos de desempenho mais comuns
	Outras combinações possíveis de níveis de desempenho
	Objectivos de desempenho inaceitáveis

O ATC 40 e o FEMA 356 definem seis níveis de desempenho para os elementos estruturais (níveis SP “Structural Performance”, na nomenclatura do ATC 40 e níveis S na nomenclatura do FEMA 356), que consistem nos seguintes:

- Ocupação Imediata (SP-1): A estrutura deve apresentar danos muito limitados, a capacidade resistente da estrutura, tanto para acções horizontais como gravíticas, deve permanecer quase inalterada face á resistência inicial e os riscos para a integridade dos utentes deve ser desprezável;
- Controlo de Danos (SP-2): Este nível intermédio pretende abranger os casos em que é desejável permitir a ocorrência de danos na estrutura mas a um nível inferior ao verificado na salvaguarda de vidas (por exemplo, em instalações com importância histórica ou arquitectónica), permitindo a sua reparação a custos controlados;

- **Salvaguada de Vidas (SP-3):** Este nível de desempenho permite a obtenção de danos extensos na estrutura, mas garantindo-se a estabilidade global e local do edifício, a salvaguada de vidas humanas deve ser garantida, tanto dentro como fora do edifício, podendo, no entanto, aceitar-se alguns ferimentos ligeiros, e permite a posterior recuperação do edifício (embora com custos consideráveis);
- **Segurança Limitada (SP-4):** Este nível permite abranger os casos em que se pretenda uma segurança adicional em relação à estabilidade estrutural, mas em que o nível associado à salvaguada de vidas se torna demasiado oneroso;
- **Estabilidade Estrutural (SP-5),** na nomenclatura do ATC 40, ou **Prevenção ao Colapso,** na terminologia do FEMA 356: Este nível de desempenho corresponde àquele em que o edifício está próximo da sua resistência ao colapso (total ou parcial), havendo uma degradação significativa da sua resistência e rigidez às forças laterais, sem haver perda de estabilidade do mesmo, devendo garantir a capacidade resistente da estrutura às acções gravíticas e podendo ocorrer ferimentos graves em pessoas;
- **Não Considerado (SP-6):** Não corresponde a um nível de desempenho estrutural, devendo ser considerado nos casos em que só se pretenda a avaliação e reforço dos elementos não estruturais.

O ATC 40 e o FEMA 356 definem cinco níveis de desempenho para elementos não estruturais (níveis NP “nonstructural performance”, na nomenclatura do ATC 40 e níveis N, na nomenclatura do FEMA 356):

- **Operacional (NP-A):** Os elementos não estruturais devem manter-se em bom estado de funcionamento e manter a sua estabilidade global. Devem-se considerar planos de contingência para fazer face a dificuldades nas comunicações externas, transportes e abastecimentos (água, gás, etc.)
- **Ocupação Imediata (NP-B):** Os elementos não estruturais devem permanecer na sua posição original, podendo, no entanto, não funcionar convenientemente e poderão subsistir algumas limitações no seu uso;
- **Salvaguada de Vidas (NP-C):** Corresponde a haver danos severos nos elementos não estruturais, mas não deve ocorrer o colapso ou a queda de elementos que possam causar ferimentos severos a pessoas que se encontrem, tanto dentro como fora do edifício, podendo, no entanto, ocorrer ferimentos ligeiros;
- **Perigos Reduzidos (NP-D):** Este nível de desempenho é idêntico ao anterior, podendo, no entanto, ocorrer ferimentos sérios a um grupo restrito de pessoas;
- **Não Considerado (NP-E):** Não corresponde a um nível de desempenho não estrutural, devendo ser considerado nos casos em que só se pretenda a avaliação e reforço dos elementos estruturais.

O ATC 40 determina três cenários sísmicos, em função da sua probabilidade de ocorrência:

- **Acção Sísmica de Serviço (acção SE “serviceability earthquake”):** corresponde a um sismo com 50% de probabilidade de ser excedido em 50 anos (período de retorno de 72 anos);
- **Acção Sísmica de Dimensionamento (acção DE “design earthquake”):** corresponde a um sismo com 10% de probabilidade de ser excedido em 50 anos (período de retorno de 475 anos);
- **Acção Sísmica Máxima (acção ME “maximum earthquake”):** consiste num sismo com 5% de probabilidade de ser excedido em 50 anos (período de retorno de 975 anos);

O ATC 40 e o FEMA 356 não determinam os objectivos de desempenho de um edifício. A determinação dos objectivos de desempenho é da responsabilidade do dono-de-obra, com o apoio do projectista (Dinis, 2006).

#### 2.2.4. PREN 1998

A prEN 1998-1 ([Eurocode 8,2003]) e a prEN 1998-3 ([prEN 1998-3,2004]) chamam de requisitos fundamentais (“fundamental requirements”) ou estados limite (“limit states”) aos objectivos de desempenho. Estas duas normas, apesar de se incluírem dentro do Eurocódigo 8, não apresentam estados limite idênticos. A prEN1998-1 define dois estados limite, que devem ser satisfeitos no dimensionamento de edifícios novos (Dinis, 2006):

- Estado Limite Último: Corresponde à situação em que não deve ocorrer o colapso global ou parcial do edifício, ou seja, a estrutura deverá manter a sua integridade e deverá apresentar uma resistência residual após ter ocorrido o sismo regulamentar, que lhe permita suportar as acções gravíticas;
- Estado Limite de Danos: A estrutura deve suportar uma acção sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior que a acção sísmica para o Estado Limite Último, sem que ocorram danos ou outras limitações que ponham em causa o funcionamento do edifício.

A acção sísmica deverá ser definida no Documento Nacional de Aplicação (DNA), sendo a intensidade da acção e o período de retorno considerado, da responsabilidade de uma comissão nomeada para o efeito. No entanto, a prEN 1998-1 recomenda que se use uma acção com 10% de probabilidade de ser excedida em 50 anos (período de retorno de 475 anos), para o dimensionamento para o Estado Limite Último e uma acção com 10% de probabilidade de ser excedida em 10 anos (período de retorno de 95 anos), para o Estado Limite de Danos.

Por sua vez, a prEN 1998-3 considera três estados limite, para o reforço e a reabilitação de edifícios:

- Estado Limite Próximo do Colapso: A estrutura encontra-se bastante danificada, apresentando uma resistência e rigidez residual muito reduzida, apesar de possuir ainda capacidade resistente às acções gravíticas. A estrutura apresenta ainda deslocamentos horizontais permanentes (derivas) elevados e poderá não resistir a mais eventos sísmicos, mesmo de menor intensidade. A maioria dos elementos não estruturais entrou em cedência. A capacidade resistente dos elementos estruturais deverá ter em conta a capacidade última de deformação, nos elementos dúcteis e a capacidade resistente máxima nos elementos frágeis;
- Estado Limite de Danos Significativos: A estrutura apresenta danos significativos, mas apresentam ainda uma resistência e rigidez residuais significativas e possui capacidade resistente às acções gravíticas. Poderão haver derivas permanentes e a estrutura deverá ter a capacidade de sustentar eventos sísmicos de intensidade moderada. Poderão surgir danos em elementos não estruturais, mas as paredes de alvenaria não podem colapsar para fora do seu plano. A recuperação do edifício poderá ser economicamente inviável;
- Estado Limite de Danos: A estrutura apresenta danos ligeiros, com os elementos estruturais a conservarem a quase totalidade da sua rigidez e capacidade resistente. As derivas permanentes são desprezáveis e não há necessidade de implementar medidas de reabilitação nos elementos estruturais. Os elementos não estruturais, tais como as paredes, poderão apresentar algumas fendas, mas os danos poderão ser reparados a custos moderados.

A prEN 1998-3 sugere que se adoptem eventos sísmicos com as seguintes casualidades, para cada estado limite:

- Estado Limite Próximo do Colapso: sismo com 2% de probabilidade de ser excedido em 50 anos (período de retorno de 2475 anos)
- Estado Limite de Danos Significativos: sismo com 10% de probabilidade de ser excedido em 50 anos (período de retorno de 475 anos)
- Estado Limite de Danos: sismo com 20% de probabilidade de ser excedido em 50 anos (período de retorno de 225 anos)

A prEN 1998-3 deixa ao cuidado das autoridades nacionais a decisão de determinar quais os estados limite que devem ser verificados, deixando em aberto a possibilidade de ser necessário verificar um único estado limite. Ao contrário das metodologias baseadas em desempenho apresentadas anteriormente, a prEN 1998 não adopta estados limite (ou objectivos de desempenho), consoante importância do edifício, preferindo adoptar o conceito de coeficiente de importância. O coeficiente de importância deve ser multiplicado pela aceleração (de dimensionamento) de pico do solo, na determinação da acção sísmica de cálculo.

## 2.3. MÉTODOS NÃO-LINEARES DINÂMICOS

### 2.3.1. INTRODUÇÃO

Tal como referido anteriormente, os métodos de análise que conduzem a resultados mais precisos são os métodos de análise não linear dinâmica. Apesar destes não serem o alvo principal deste trabalho, julga-se ser importante nesta altura introduzir, de uma forma resumida, as principais características deste tipo de análise e desta forma realçar a sua complexidade, factor que em muitos casos é determinante para a sua aplicação:

- O comportamento não linear dos elementos estruturais é modelado com elementos de plasticidade concentrada ou distribuída, que descrevam fenómenos como a degradação de rigidez, resistência e efeito de aperto (“pinching”). Estes modelos só serão bem definidos se o utilizador conhecer bem os fenómenos a modelar e fornecer adequadamente todos os valores dos dados necessários à sua caracterização;
- O valor de amortecimento, que se define a partir do amortecimento de Rayleigh vai depender das características dinâmicas da estrutura que condiciona a sua resposta;
- Os acelerogramas que definem a acção sísmica nas análises dinâmicas não lineares têm que ser escolhidos e têm que ser compatíveis com o espectro de resposta regulamentar;
- A dispersão de resultados obtidos, resultantes do comportamento não linear das estruturas, justifica a necessidade de utilizar diferentes acelerogramas (segundo o EC8 deverão ser três, no mínimo) e, por conseguinte, têm de se realizar diferentes análises no domínio do tempo. Os resultados finais serão a média dos resultados obtidos para um conjunto de acelerogramas;
- O tipo de análise, passo a passo, justifica a necessidade de definir com cuidado o passo de integração, função das características dinâmicas da estrutura e da variabilidade da acção sísmica. É importante utilizar meios computacionais mais potentes mas, mesmo assim, estas análises conduzem sempre a tempos de cálculo superiores às restantes análises, (Bhatt, 2007).

### 2.3.2. AMORTECIMENTO

Quando uma estrutura está sujeita a uma acção dinâmica, as suas características de amortecimento baseiam-se em forças de amortecimento em todos os graus de liberdade da estrutura, dependentes das velocidades desses graus de liberdade. A matriz de amortecimento  $C$  pode-se obter através de uma combinação linear das matrizes de massa  $M$  e de rigidez  $K$  da estrutura – amortecimento de Rayleigh.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2.1)$$

Para um sistema de um grau de liberdade tem-se  $\xi = c/c_{cr} = c/(2m\omega)$ , sendo que  $\omega$  é a frequência angular do sistema, definida pela seguinte equação:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.2)$$

Então,

$$\xi = (1/2)(\alpha/\omega + \beta \times \omega) \quad (2.3)$$

A relação expressa na Equação 2.3 está graficamente representada na Figura 2.3.

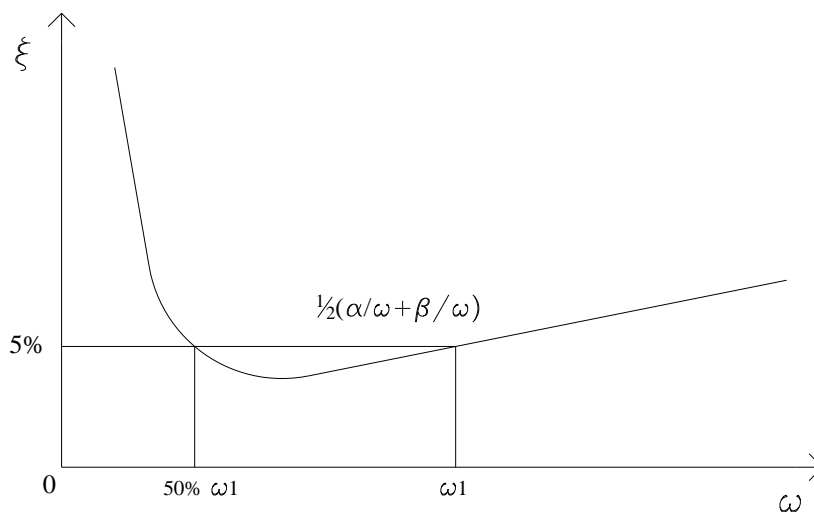


Figura 2.1 – Constantes  $\alpha$  e  $\beta$  e o factor de amortecimento  $\xi$

### 2.3.3. MÉTODO DE INTEGRAÇÃO

Os métodos de integração passo-a-passo permitem considerar a variação de rigidez e do amortecimento ao longo do tempo, respeitando o comportamento fisicamente não linear. A integração passo-a-passo é realizada de forma a satisfazer as equações de equilíbrio dinâmico incrementalmente para que, no final de cada incremento, o equilíbrio seja mantido e o deslocamento, a velocidade e a aceleração sejam usados como condições iniciais do incremento seguinte.

Estes métodos de integração são classificados em explícitos e implícitos. O Método das diferenças centrais é dos métodos explícitos mais conhecidos. Quanto aos métodos implícitos são de destacar o Método Wilson- $\theta$  e o Método de Newmark [Chopra, 1995].

Como os métodos implícitos são incondicionalmente estáveis, a dimensão do intervalo de integração é escolhida não por causa dos problemas de instabilidade numérica mas sim por causa da precisão dos resultados. O intervalo de integração sugerido nalguma literatura [Bento e Lopes, 1999] quando se utiliza o Método de Newmark é de  $T1/100$ , sendo que  $T1$  é o período fundamental da estrutura.

## 2.4. MÉTODOS NÃO-LINEARES ESTÁTICOS

### 2.4.1. INTRODUÇÃO

Em alternativa às análises descritas no ponto 2.3 deste trabalho, surgem métodos simplificados que assentam em curvas de capacidade obtidas por uma análise “pushover”. Estes métodos permitem a obtenção do deslocamento horizontal esperado no topo do edifício durante a ocorrência de um sismo definido através do espectro de resposta, através da intersecção dos espectros de resposta com a curva de capacidade.

Para uma melhor compreensão dos pontos seguintes deste trabalho julga-se importante introduzir alguns conceitos comuns a estes métodos.

O espectro de Resposta: representação gráfica do valor máximo da resposta (medida em termos de deslocamentos, aceleração, etc.) de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por uma determinada acção sísmica e que pode ser apresentado no formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum).

Curva de Capacidade: função que relaciona as forças de corte mobilizadas na base do edifício em função dos deslocamentos no topo. Esta curva deve ser transformada para formato ADRS (Acceleration Displacement Respose Spectrum) com o objectivo de aproximar o comportamento da estrutura a um sistema de um grau de liberdade e tornar possível a intersecção com a exigência sísmica espectral.

Ponto de Desempenho: ponto determinado a partir da intersecção das curvas de capacidade e da solicitação (figura2.2). Fornece a indicação do deslocamento máximo atingido pela estrutura em análise para determinada acção sísmica.

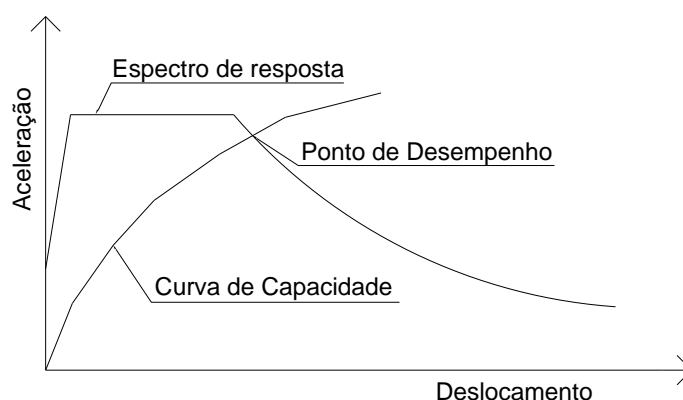


Figura 2.2 – Determinação do ponto de desempenho sísmico

#### 2.4.2. CURVA DE CAPACIDADE

A curva capacidade é a representação do deslocamento no topo de um edifício em função da força de corte basal. Esta curva deve atender ao comportamento não-linear dos materiais e deve ser obtida aplicando sequencialmente acréscimos de força de corte ao nível de cada piso e registando os respectivos deslocamentos no topo (*pushover*).

A sequência de procedimentos para determinação da curva de capacidade, proposta pelo ATC 40 é a seguinte:

1. Modelação do edifício, através de elementos finitos, considerando o comportamento não linear das secções transversais dos elementos estruturais. O comportamento não linear pode ser modelado com rótulas inseridas nas secções onde se pensa que se venham a formar zonas de não-linearidade. Para tal, devem-se ter em conta os esforços, a distribuição da armadura e a variação da geometria da secção transversal dos componentes estruturais. A caracterização das rótulas deve contemplar as relações constitutivas e as propriedades médias dos materiais;
2. Aplicação das forças gravíticas no modelo, correspondentes à combinação de acções apropriada para o dimensionamento sísmico;
3. Aplicação das forças laterais por piso, de acordo com as configurações de carregamento escolhidas. Poder-se-ão fazer várias análises, considerando distribuições de carga diferentes, reduzindo-se assim os efeitos associados à imprecisão na determinação das forças de inércia;
4. Determinação dos esforços na estrutura, tendo em conta as forças gravíticas e as forças laterais por piso. Na determinação dos esforços, dever-se-á ter em consideração as propriedades das rótulas introduzidas, que variam em função dos esforços;
5. Controlo da intensidade das cargas laterais para que os esforços no elemento condicionante (ou no grupo de elementos condicionantes) sejam superiores a 90% da sua capacidade resistente;
6. Registo do deslocamento no ponto de controlo e a força de corte basal;
7. Redefinição do modelo numérico, alterando a rigidez dos elementos que atingiram a cedência, para ter em conta as novas condições de rigidez. A alteração da rigidez processa-se nas secções onde foram inseridas rótulas;
8. Aplicar um novo incremento de carga lateral, até que novos elementos entrem em cedência;
9. Adicionar o incremento de carga e o incremento de deslocamento no ponto de controlo, ao anterior somatório de força de corte e de deslocamento. Obtém se, assim, o valor acumulado da força de corte basal e do deslocamento;
10. Repetir o procedimento, a partir do passo 8, até que se obtenha um sistema estrutural instável ou até que se atinja um deslocamento pré determinado no ponto de controlo;
11. Considerar a degradação da resistência dos elementos com o aumento da deformação, na definição das rótulas. Se não for possível aumentar a intensidade da carga lateral, em resultado de um número significativo de elementos terem atingido a sua capacidade máxima de deformação (tendo-se degradado significativamente a resistência), então a rigidez destes elementos deve ser substancialmente reduzida ou anulada e deve-se determinar uma nova curva de capacidade, reiniciando o processo de cálculo, a partir do passo 8.



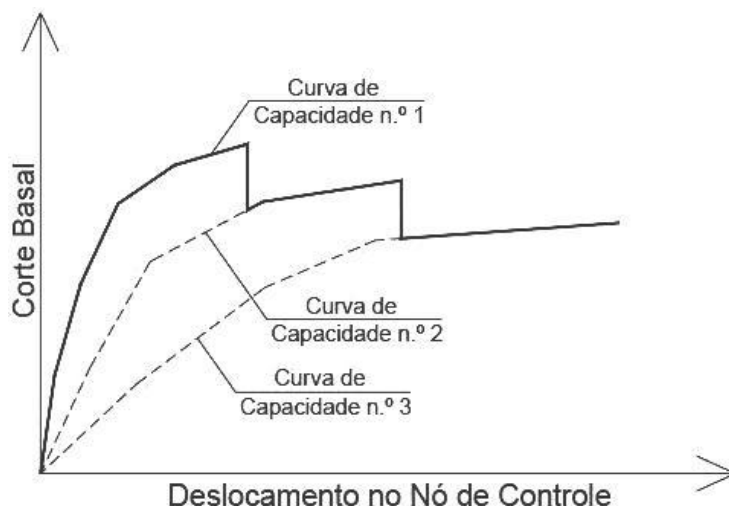


Figura 2.3-Curva de Capacidade do tipo dentes de serra (adaptado Dinis, 2006)

Alguns programas de cálculo automático conseguem representar esta curva directamente, através da incorporação de algoritmos numéricos que permitem a correcção da rigidez, das zonas com comportamento não-linear, para os incrementos crescentes de carregamento.

### 2.4.3. MÉTODO ESPECTRO DE CAPACIDADE

#### 2.4.3.1. Introdução

O método espectro de capacidade, proposto por Freeman, e posteriormente adoptado no ATC 40, é um método simplificado de análise não-linear estática de edifícios de betão armado. A representação gráfica força-deslocamento disponível proporciona uma imagem da resposta do edifício aos movimentos do solo devido à ocorrência de um sismo e deste modo perceber a forma como variáveis, tais como a rigidez e o amortecimento, afectam a resposta da estrutura (ATC40, 1996).

Este método procura estimar o deslocamento máximo exigido na estrutura (Ponto de Desempenho), intersectando, para o efeito, as curvas de capacidade no formato ADRS (Acceleration Displacement Respose Spectrum) e do espectro de resposta reduzido.

#### 2.4.3.2. Transformação da Curva de Capacidade em Espectro de Capacidade

Tal como referido anteriormente, para aplicação deste método é necessário obter o espectro de capacidade a partir da curva de capacidade (pushover).

Esta operação significa transformar o formato habitual da curva de capacidade (corte basal-deslocamento no topo), no formato ADRS (Acceleration Displacement Respose Spectrum) que consiste na apresentação da aceleração espectral em função do deslocamento espectral ( $S_a - S_d$ ).

Esta transformação pode ser conseguida através das expressões 2.4 a 2.7. Na figura 2.4 representa-se a forma como se relaciona a configuração do 1º modo de vibração e os respectivos valores da participação modal e o coeficiente modal da massa.

$$S_a = \frac{V}{W\alpha_1} \quad (2.4)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\phi_{roof,1}} \quad (2.5)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i\phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i\phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2.6)$$

$$PF_1\phi_{roof,1} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (w_i\phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i\phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (2.7)$$

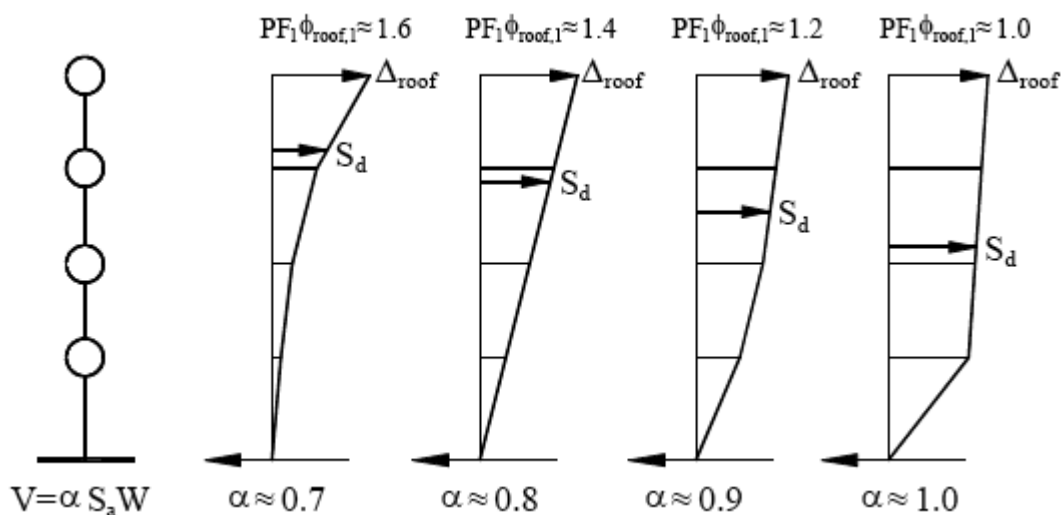


Figura 2.4-Factor de participação modal e coeficiente modal de massa (adaptado ATC40)

Em que:

$S_a$  - Aceleração espectral

$V$  - Corte basal

$W$  - Peso total do edifício em fase permanente

$\alpha_1$  - Coeficiente modal de massa para o primeiro modo de vibração (definido na equação 2.6)

$w_i / g$  - Massa do piso  $i$

$\phi_{i1}$  - Amplitude do modo 1 ao nível  $i$

$N$  - Número de pisos

$\Delta_{roof}$  - Deslocamento no topo do edifício

$PF_1$  - Factor de participação modal do primeiro modo de vibração

A forma corrente de obter o espectro de capacidade consiste em determinar o coeficiente modal de massa e o factor de participação modal para o primeiro modo (através das expressões 2.6 e 2.7) e posteriormente aplicar as expressões 2.4 e 2.5 para cada ponto da curva de capacidade.

#### 2.4.3.3. Transformação do espectro de resposta para o formato ADRS (Acceleration Displacement Respose Spectrum)

A forma tradicional de representação do espectro de resposta consiste na relação do período de vibração com a aceleração espectral. Contudo, para aplicação deste método é necessário a transformação do espectro de resposta elástico para o formato ADRS onde o eixo das abcissas representa os deslocamentos espectrais enquanto o eixo das ordenadas representa o valor da aceleração espectral.

Para cada ponto do espectro ADRS, o período pode ser representado pela expressão 2.8 onde  $T$  representa o período,  $Sd$  e  $Sa$  representam respectivamente o deslocamento e a aceleração espectrais:

$$T = 2\pi(Sd / Sa)^{1/2} \quad (2.8)$$

Na figura 2.5 representa-se a transformação gráfica dos espectros de resposta para o formato ADRS:

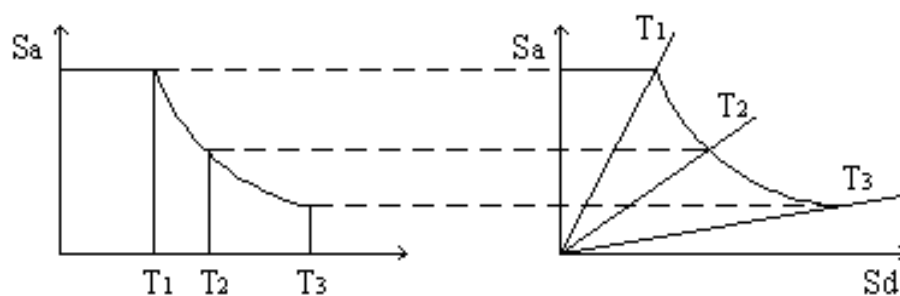


Figura 2.5-Espectro de Resposta no formato tradicional e no formato ADRS

#### 2.4.3.4. Espectro de Resposta Reduzido

As estruturas de betão armado apresentam um amortecimento característico (aproximadamente 5%), ou seja, apresentam capacidade de dissipar energia em regime elástico linear. Associado à formação de rótulas plásticas, surge uma nova parcela de amortecimento resultante do comportamento não-linear da estrutura.

O coeficiente de amortecimento equivalente, associado ao deslocamento máximo do edifício, pode ser calculado através da seguinte expressão 2.9 (ATC40):

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (2.9)$$

Em que:

$\beta_{eq}$  - Coeficiente de amortecimento equivalente do edifício;

$\beta_0$  - Coeficiente de amortecimento hysterético do edifício, representado como amortecimento viscoso;

0.05 - Coeficiente de amortecimento para edifícios em betão armado.

O coeficiente de amortecimento hysterético pode ser calculado por:

$$\beta_0 = \frac{1}{4 \times \pi} \times \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.10)$$

Em que:

$E_D$  - Energia dissipada por amortecimento associada a um ciclo de hysterético;

$E_{S0}$  - Energia máxima de deformação associada a um ciclo hysterético;

Tomando como referência a figura 2.6,  $E_D$  e  $E_{S0}$  podem ser escritos da seguinte forma:

$$E_D = 4[a_{pi}d_{pi} - a_y d_y - (d_{pi} - d_y)(a_{pi} - a_y) - 2d_y(a_{pi} - a_y)] \quad (2.11)$$

$$E_D = 4[a_y d_{pi} - d_y a_{pi}] \quad (2.12)$$

$$E_{S0} = \frac{a_{pi}d_{pi}}{2} \quad (2.13)$$

Do que resulta:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi} / 2} = \frac{2}{\pi} \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi}d_{pi}} \quad (2.14)$$

$$\beta_{eq} = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} + 0.05 \quad (2.15)$$

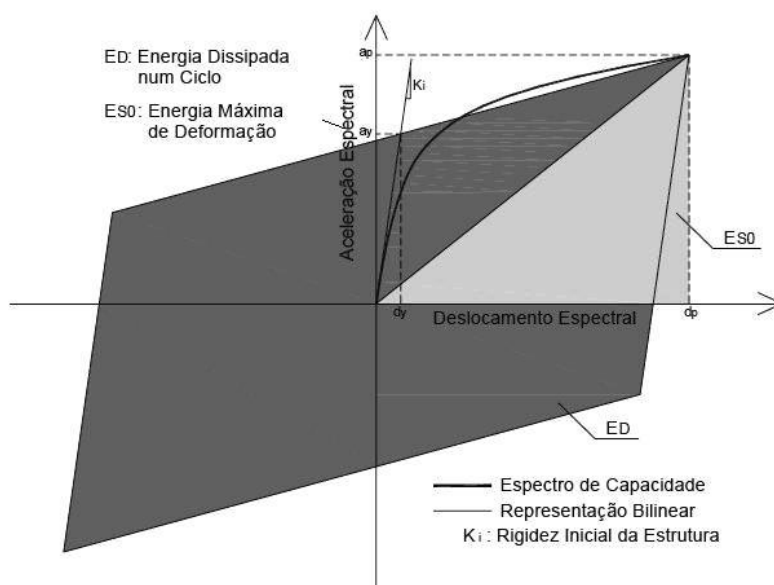


Figura 2.6 – Energia dissipada durante a acção sísmica (adaptado ATC40)

A aplicação deste amortecimento é feita ao espectro de resposta com base nos factores descritos na tabela 2.3 para estruturas comuns (o ATC40 define três classes de estruturas sendo apresentados neste quadro os factores que correspondem à grande percentagem de estruturas existentes). Estes factores têm um carácter redutor no espectro de resposta sísmico originando que para um mesmo valor de deslocamento espectral o valor da aceleração diminui com o aumento do amortecimento das estruturas.

Na figura 2.7 representa-se o espectro de resposta elástico (função  $f(S_d)$  para o troço de aceleração constante e  $g(S_d)$  para o troço de aceleração variável), e o espectro inelástico ( $f^*(S_d)$  e  $g^*(S_d)$ ) associado aos factores de redução  $SR_A$  e  $SR_V$ .

Quadro 2.3 – Factores de correcção do espectro para ter em conta o amortecimento hysterético

$\beta_0$	$\beta_{eff}$	$SR_A$	$SR_V$
0	5	1.00	1.00
5	8	0.83	0.87
15	15	0.64	0.73
25	22	0.53	0.63
35	26	0.47	0.59
>45	29	0.44	0.56

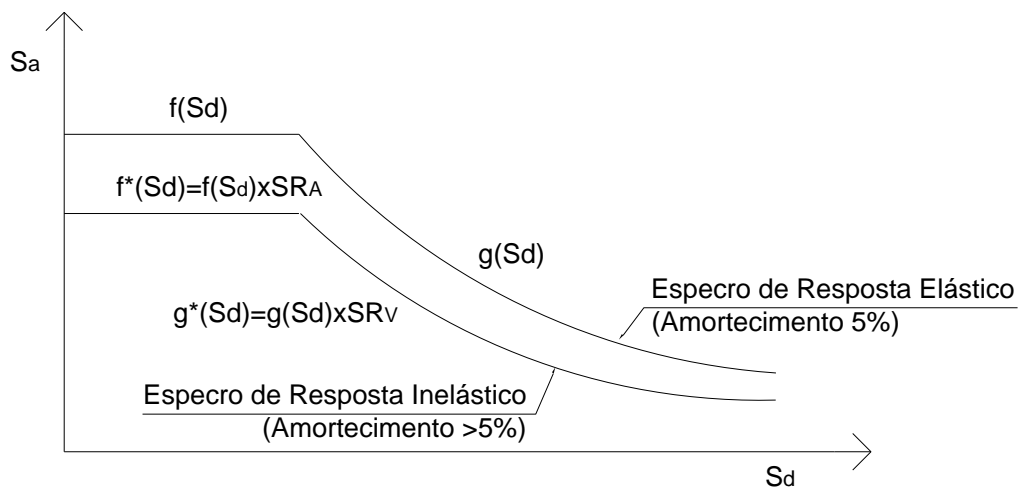


Figura 2.7 – Espectro de resposta inelástico

Repare-se que a determinação do amortecimento hysterético só é possível após o traçado da curva bi-linear, curva essa que é traçada após obtenção do ponto de desempenho (ap;dp). Este fenómeno resulta num processo iterativo que será abordado no ponto seguinte deste trabalho.

#### 2.4.3.5. Intersecção dos Espectros de Resposta e de Capacidade

O ATC40 propõe três procedimentos para determinação do ponto de desempenho sísmico mas neste trabalho será considerado apenas um deles (designado por procedimento A na bibliografia referida).

Após determinação dos espectros de resposta e de capacidade é necessário a escolha dum ponto inicial que permita iniciar o processo iterativo conducente à determinação do ponto de desempenho (ou deslocamento alvo).

Esse ponto inicial pode ser obtido intersectando a recta que resulta do prolongamento da rigidez inicial da estrutura, que neste formato é a recta do período inicial ( $Sa = \frac{4\pi^2}{T^2} Sd$ ), com o espectro de resposta para um amortecimento de 5 %, figura 2.8.

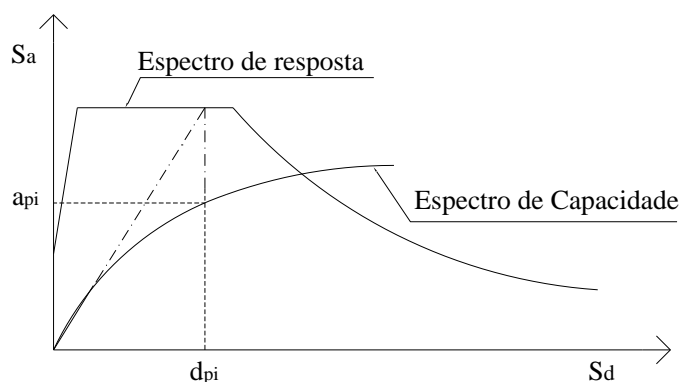


Figura 2.8 – Determinação do primeiro par de pontos (api, dpi)

De seguida é necessário aproximar uma curva bi-linear ao espectro de capacidade. Para tal é necessário igualar as áreas A1 e A2 representadas na figura 2.9.

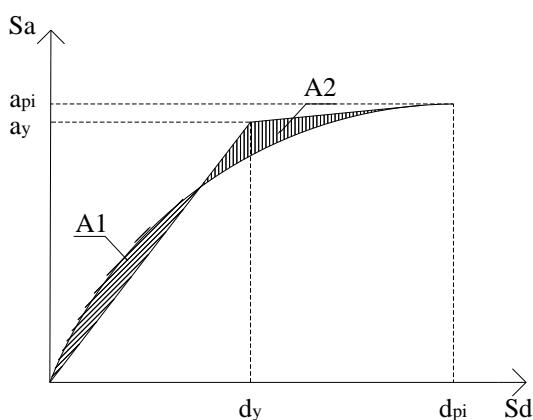


Figura 2.9 – Determinação da curva bi-linear da capacidade

Torna-se assim possível determinar o amortecimento hysterético e o respectivo coeficiente de redução (com base na expressão 2.14) e traçar o espectro de resposta para o novo amortecimento bem como a intersecção com o espectro de capacidade. Se a intersecção dos dois espectros estiver contida no intervalo  $0.95d_{pi} < d_i < 1.05d_{pi}$  (figura 2.10), considera-se que o ponto de desempenho foi encontrado, caso contrário, repete-se o procedimento, tomando como novo ponto de partida ( $a_{pi}; d_{pi}$ ) o ponto da intersecção. Este processo é repetido até o ponto de intersecção satisfazer a condição definida anteriormente.

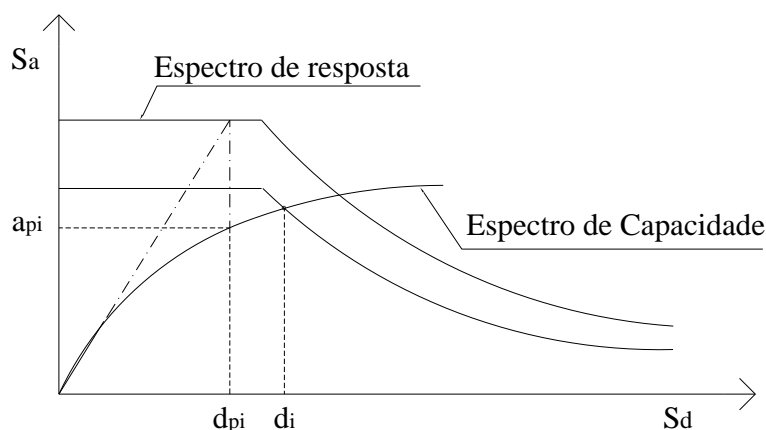


Figura 2.10 – Determinação do ponto de intersecção dos espectros de resposta e de capacidade

#### 2.4.4. MÉTODO DO COEFICIENTE DO DESLOCAMENTO

O método do coeficiente do deslocamento, proposto no documento FEMA-273, à semelhança do método do espectro de capacidade, tem por base uma análise *pushover* para determinação do deslocamento máximo esperado no topo do edifício e partir desse deslocamento é obtida a resposta dos diferentes elementos resistentes devido à actuação das forças sísmicas.

Neste método a correcção feita ao espectro de resposta linear consiste na utilização de factores correctivos apresentados de seguida:

$$\delta_t = C_0 \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times S_d = C_0 \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times S_a \frac{T_{eff}}{4\pi^2} \quad (2.16)$$

Em que  $S_d$  e  $S_a$  são, respectivamente, o deslocamento e a aceleração espectrais (regime elástico) correspondentes ao período fundamental e os restantes parâmetros têm o seguinte significado:

$\delta_t$  - Deslocamento objectivo (*target displacement*)

$C_0$  - Factor que relaciona o deslocamento espectral com o deslocamento máximo no topo do edifício

$C_1$  - Factor que relaciona o deslocamento calculado em resposta linear e o deslocamento máximo não linear.

$C_2$  - Coeficiente que traduz o efeito do amortecimento hysterético.

$C_3$  - Coeficiente que representa o acréscimo de deslocamento devido a efeitos de segunda ordem.

O parâmetro  $T_{eff}$  corresponde ao período efectivo e pode ser determinado pela expressão 2.17:

$$T_{eff} = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.17)$$

Onde  $T_i$  representa o período elástico fundamental da estrutura,  $K_i$  representa a rigidez inicial e  $K_e$  corresponde à rigidez efectiva e pode ser determinada a partir da curva bi-linear de capacidade.

A determinação da curva bi-linear é feita a partir da curva *pushover* da estrutura e representa-se na figura 2.11 e onde  $K_s$  representa a inclinação média no troço  $d_y$ - $d_t$ .

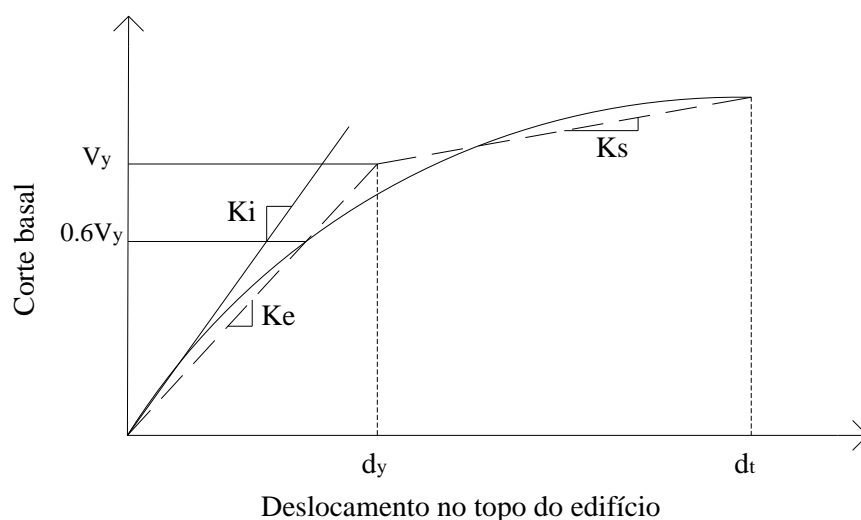


Figura 2.11 – Determinação da curva bi-linear para aplicação do método do coeficiente de deslocamento



Os coeficientes descritos só podem ser obtidos para estruturas regulares, representando esse mesmo facto, a principal limitação do método. No entanto, tal como refere Albanesi *et al* (2002), a determinação destes factores para estruturas irregulares encontra-se sob investigação.

#### 2.4.5. MÉTODO N2 (PROPOSTO PELO EC8)

##### 2.4.5.1. Introdução

Este método utiliza uma análise *pushover* para determinação do deslocamento máximo exigido nas estruturas de betão armado durante a ocorrência de um sismo à semelhança dos métodos descritos nos pontos anteriores deste trabalho. Após determinação desta curva para um sistema de vários graus de liberdade é necessário aproximar um sistema de um único grau de liberdade com um comportamento bi-linear. De seguida, e recorrendo a um espectro de resposta inelástico é traçada a curva de exigência sísmica para o sistema de um grau de liberdade e calculado o deslocamento respectivo.

O comportamento global do edifício é obtido aplicando o deslocamento anterior no sistema estrutural de vários graus de liberdade e consequentemente são estimados os danos causados na estrutura.

Apresentam-se de seguida os passos a considerar para aplicação deste método.

##### 2.4.5.2. Espectros de Resposta Inelásticos

O primeiro passo consiste na modelação da estrutura atendendo ao comportamento não linear da mesma e selecção dum adequado espectro de resposta elástico atendendo ao amortecimento da estrutura e da aceleração de pico.

De seguida realiza-se a transformação do espectro de resposta para o formato ADRS (Acceleration Displacement Respose Spectrum). Neste formato os valores espectrais da aceleração são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento. Esta transformação pode ser obtida, para um sistema de um grau de liberdade, pela equação 2.18:

$$S_{ae} = \frac{4\pi^2}{T^2} S_{de} \quad (2.18)$$

Em que:

$S_{ae}$  - Espectro de resposta elástico da aceleração;

$S_{de}$  - Espectro de resposta elástico do deslocamento.

A determinação dos espectros inelásticos, tendo em consideração a dissipação de energia decorrente da não linearidade da estrutura, é conseguida através das equações 2.19 e 2.20.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_u} \quad (2.19)$$

$$S_d = \frac{\mu}{q_u} S_{de} \quad (2.20)$$

Em que:

$S_a$  - Valor da aceleração obtido do espectro de resposta inelástico;

$S_d$  - Valor do deslocamento obtido do espectro de resposta inelástico;

$q_u$  - Coeficiente de comportamneto obtido a partir da equação 2.21 para valores constantes de ductilidade ( $\mu$ ).

$$q_u \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ \mu & T \geq T_c \end{cases} \quad (2.21)$$

$T_c$  - Representa o limite superior do troço de acelerações constantes do espectro de resposta.

#### 2.4.5.3. Curva de Capacidade

Para definição da curva de capacidade resistente, seguindo a metodologia descrita no ponto 2.4.2, o N2 propõe uma distribuição de carregamento lateral segundo a expressão 2.22:

$$P_i = pm_i\phi_i \quad (2.22)$$

Em que:

$P_i$  - Força lateral a aplicar no piso i

$m_i$  - Massa do piso i

$\phi_i$  - Componente i do modo condicionante

$p$  - Factor de carregamento

Para comparação da exigência sísmica com a capacidade é necessário associar a estrutura para um sistema equivalente de um grau de liberdade. Neste método essa transformação é realizada através do parâmetro  $\Gamma$ , definido na equação 2.23:

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_i m_i \phi_i^2} \quad (2.23)$$

Em que:

$m^*$  - representa a massa do sistema de um grau de liberdade equivalente

Assim, a forças e o deslocamento de um sistema de um grau de liberdade equivalente são obtidos a partir das seguintes expressões:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad d^* = \frac{\Delta_{topo}}{\Gamma} \quad (2.24)$$

O próximo passo consiste na determinação da curva bi-linear do espectro de capacidade. Esta representação é conseguida garantindo que a rigidez pós-cedência é igual a zero e que a energia de deformação correspondente seja igual à do sistema real, tal pode ser conseguido garantindo que A1 seja igual a A2, figura 2.12.

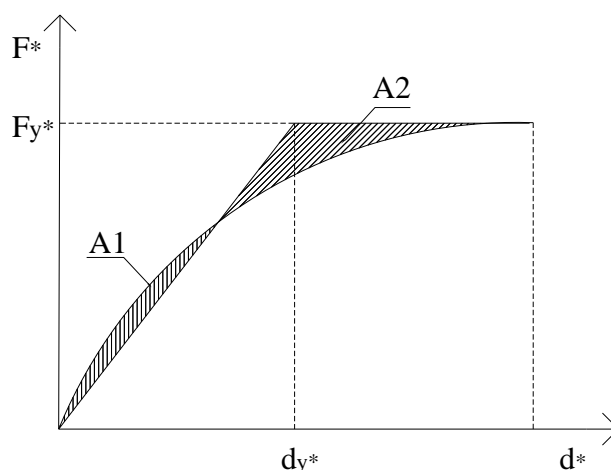


Figura 2.12 – Determinação da curva bi-linear

#### 2.4.5.4. Ponto de Desempenho Sísmico

Após determinação dos espectros de capacidade e de resposta é possível obter o deslocamento de desempenho através da intersecção desses espectros (figura 2.13) e realizando as correcções apresentadas nas expressões seguintes:

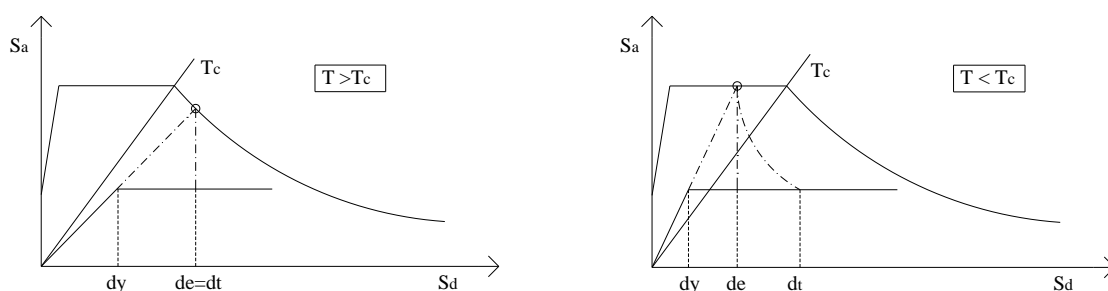


Figura 2.13 – Determinação do ponto de desempenho sísmico a) períodos longos b) períodos baixos

- Para períodos médios e longos ( $T > T_c$ ):

$$d_t^* = d_e^* \quad (2.25)$$

- Para períodos baixos ( $T < T_c$ ):

$$d_t^* = \frac{d_e^*}{q_u} \left[ 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_e^* \quad (2.26)$$

Em que:

$d_e^*$  - Deslocamento objectivo

$q_u$  - Dado pela expressão 2.19

O deslocamento objectivo, obtido para o sistema de um grau de liberdade, é transformado no deslocamento da estrutura real através da expressão 2.27.

Por último aplica-se à estrutura um carregamento lateral até esta obter o deslocamento no topo igual ao calculado e assim é possível obter os esforços finais em todas as secções.

$$\Delta_{topo} = \Gamma d^* \quad (2.27)$$

## 2.5. COMENTÁRIOS FINAIS

Os três métodos apresentados neste capítulo convergem em alguns pressupostos e fundamentos, no entanto, todos têm por base algumas considerações que conduzem a resultados diferentes.

Sobre o Método do Espectro de Capacidade pode-se considerar que é o método mais rigoroso, na medida em que utiliza um processo iterativo para a determinação da intersecção dos espectros de capacidade e de resposta, recorrendo a ajustes sucessivos da curva bi-linear do espectro de resposta para atender à não-linearidade da estrutura.

O método N2 surge como um método alternativo ao Método do Espectro de Capacidade mas neste método a curva bi-linear é fixa independentemente do Espectro de Resposta inelástico considerado, o que origina um processo directo de determinação do ponto de desempenho sísmico. Esta é a diferença principal entre estes dois métodos, surgindo as expressões 2.24 e 2.25 no método N2 que permitem atender à relação entre o deslocamento máximo em regime linear e o deslocamento máximo em regime não-linear.

O método do Coeficiente de Deslocamento, ao contrário dos métodos referidos anteriormente, permite a obtenção do ponto de desempenho sem transformar as curvas de capacidade e do espectro de resposta linear. Este método corrige o deslocamento da estrutura, obtido em regime linear para o período fundamental, através de coeficientes obtidos empiricamente em função das características da estrutura em análise.

De referir ainda que alguns destes coeficientes têm o mesmo significado de alguns parâmetros aplicados pelo método N2, como é o caso do coeficiente  $C_1$  que exprime a relação entre o deslocamento linear e não-linear e que no caso do método N2 era traduzido pelas expressões 2.24 e 2.25 e também o coeficiente  $C_0$  que apresenta o mesmo significado que  $\Gamma$  e que consiste em relacionar o deslocamento espectral e o deslocamento real da estrutura.

O método escolhido para avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios em estudo neste trabalho foi o Método do Espectro de Capacidade por se julgar que este conduz a resultados mais precisos do que os outros métodos estudados.

# 3

## DESCRIÇÃO DOS EDIFÍCIOS EM ESTUDO

### 3.1. INTRODUÇÃO

Os edifícios escolhidos para aplicação das metodologias descritas no capítulo anterior foram construídos na década de cinquenta e destinam-se a habitação colectiva. O projecto destes edifícios surge numa época em que as construções em betão armado começam a desenvolver-se em Portugal a grande ritmo.

Com a escolha destes edifícios procurou-se representar uma parte do parque habitacional existente na actualidade pois estas construções estão ainda bem presentes nas nossas sociedades.

### 3.2. BLOCO DE COSTA CABRAL

#### 3.2.1. INTRODUÇÃO

O bloco Costa Cabral foi a primeira realização de um grande edifício de habitação colectiva no percurso do arquitecto Viana de Lima. Trata-se de uma obra ímpar, não só no domínio do conceito de bloco de habitação como também da arquitectura moderna pelo seu sentido purista.

O edifício tem o perímetro exterior de 16.35m por 37.22m e encontra-se com o lado maior voltado para a rua. Implanta-se no mesmo terreno onde foi realizado o primeiro estudo para vários blocos. Dessa área foi posteriormente destacada uma parcela, nas traseiras, onde foram construídos novos edifícios no final dos anos 80. No primeiro desenho de implantação, do processo de licenciamento, o bloco estava afastado cerca de 11m da rua, tendo sido esta distância corrigida por indicação dos serviços municipais.

A implantação final ficou nos 15m, alinhada pelas traseiras das edificações envolventes. Visto que a primeira implantação cumpria o artigo 59º do RGEU, a justificação para esse afastamento parece ter sido o facto das fachadas laterais do bloco possuírem janelas e desta forma estarem salvaguardadas as vistas, na eventualidade dos lotes vizinhos se desenvolverem em altura.

A vontade inicial de Viana de Lima era ter uma maior proximidade entre o passeio e o edifício, expressa nos desenhos de estudo com a pala da entrada a tocar, quase, no limite do terreno, numa clara aproximação de escala entre o bloco e a rua.

A designação de fachada principal e posterior traduz também esse estigma. Estabelecido o afastamento da rua, o edifício fica centrado no terreno, deixando o mesmo espaço livre para ambos os limites laterais, por onde é feito o acesso, por rampas, às garagens (Fonseca, 2005).

Nas figuras 3.1 e 3.2 apresentam-se dois desenhos pertencentes ao projecto de arquitectura e que representam a vista frontal e lateral do edifício.

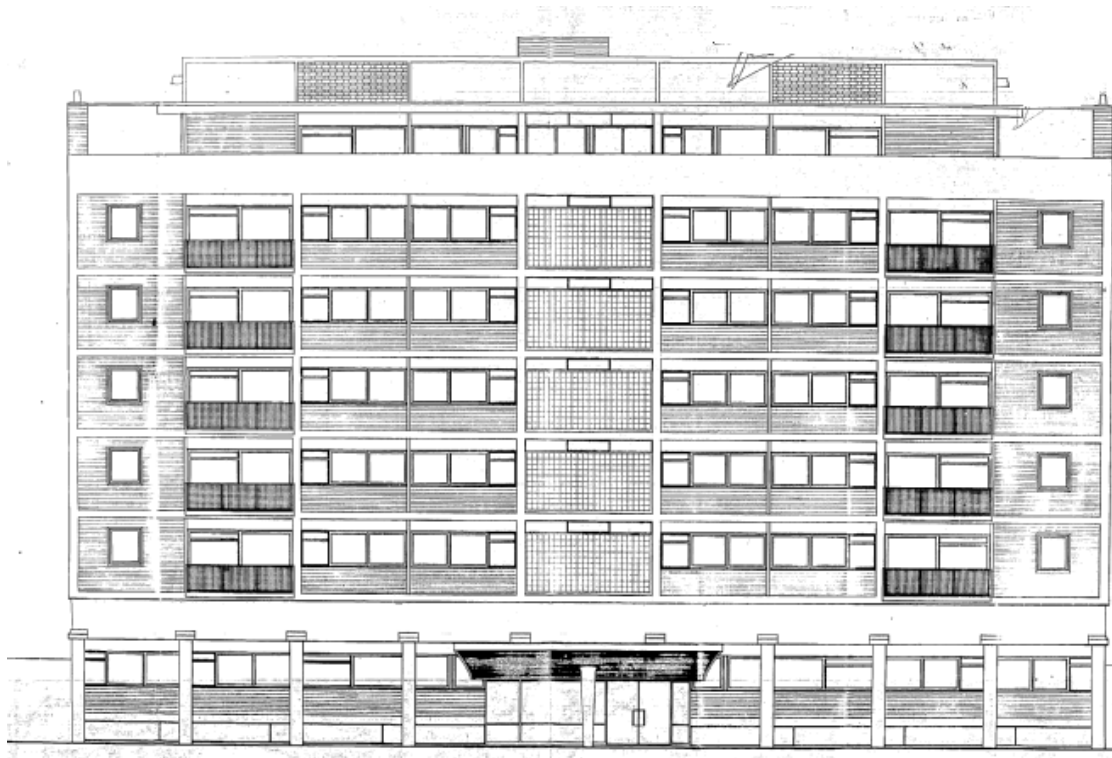


Figura 3.1 – Vista frontal do bloco de Costa Cabral



Figura 3.2 – Vista lateral do bloco de Costa Cabral

### 3.2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

O projecto de estruturas deste edifício foi realizado pelos engenheiros Vercingetorix Abelha e Napoleão Amorim que trabalhavam com o arquitecto Viana de Lima desde o início da sua carreira.

O esquema estrutural é constituído por uma estrutura porticada de vigas e pilares em betão armado. As lajes apresentam diferentes configurações dependendo da zona de aplicação, sendo maciças na zona das varandas, escadas e cobertura e aligeiradas com tijolo vazado, no caso dos pavimentos.

É apresentada uma diversidade de secções o que demonstra o esforço dos engenheiros na adaptação às soluções arquitectónicas.

Existe uma clara separação na estrutura dos dois primeiros pisos (cave e rés-do-chão) e os pisos elevados. Na cave e rés-do-chão os pilares surgem no cruzamento de quatro alinhamentos estruturais longitudinais com dez alinhamentos transversais (figura 3.3). Nos pisos superiores, devido a disposições arquitectónicas, surgiu a necessidade de criar pilares secundários apoiados em vigas altas. A conciliação entre estes dois esquemas estruturais foi conseguida através da criação de um sub-tecto, para não tornar aparente as vigas altas de suporte.

As lajes são armadas perpendicularmente aos pórticos transversais a partir do primeiro tecto sendo na cave armadas nas duas direcções e no sub-tecto armadas perpendicularmente aos pórticos longitudinais.

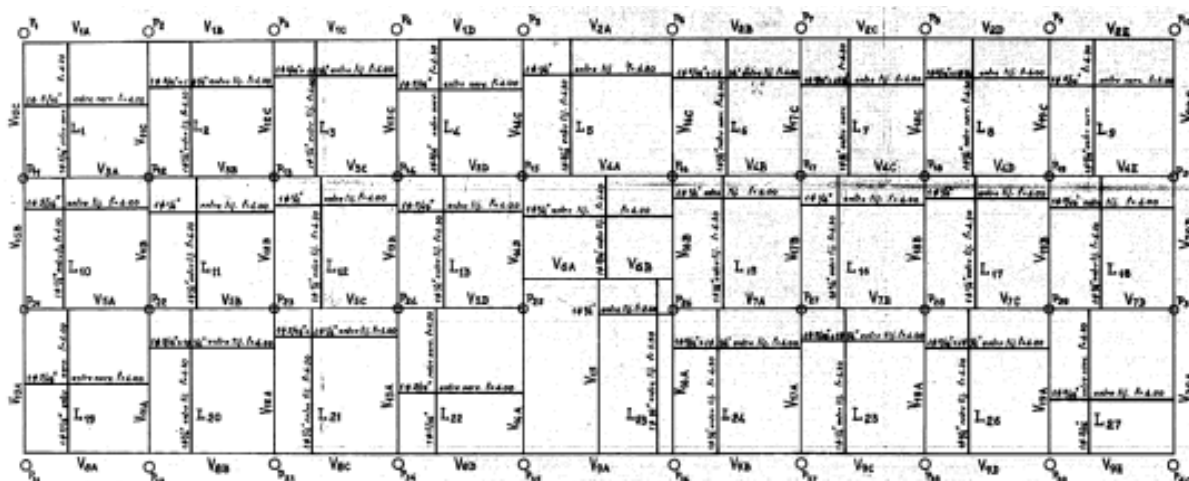


Figura 3.3 – Planta de estrutura do tecto da cave do bloco de Costa Cabral

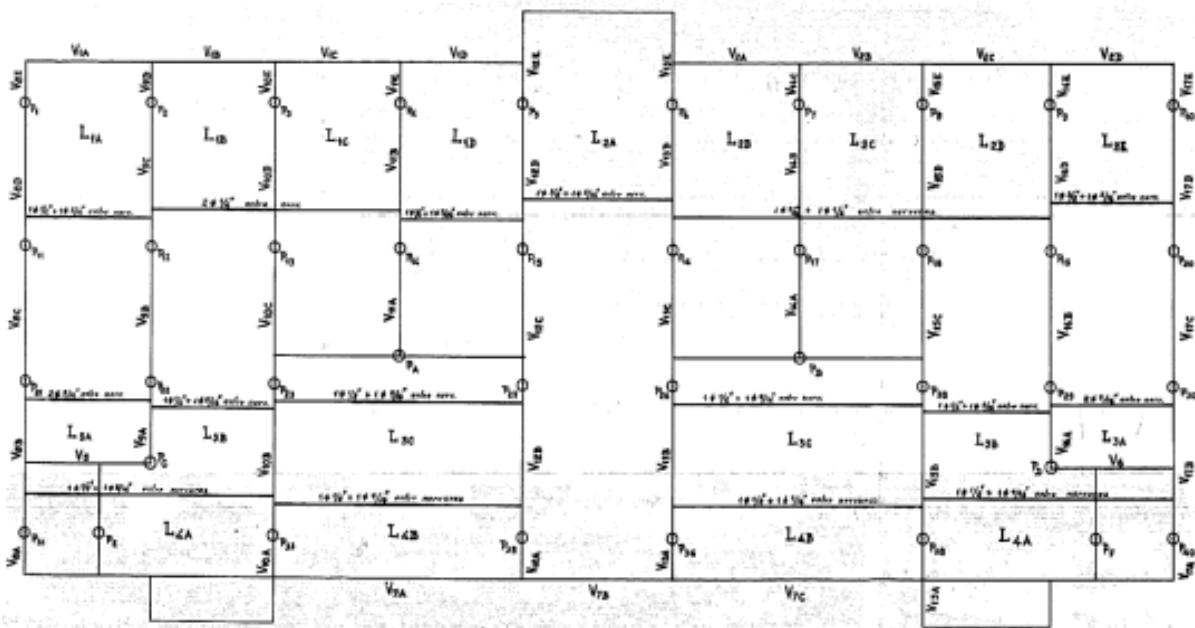


Fig.3.4 – Planta estrutural do tecto tipo do bloco de Costa Cabral

### 3.3. EDIFÍCIO PARNASO

#### 3.3.1. INTRODUÇÃO

O Edifício Parnaso localizado na cidade do Porto teve como autor do projecto de arquitectura o Arquitecto José Carlos Loureiro, tratando-se de um bloco destinado a habitação colectiva, comercio e equipamento cultural.

O lote de terreno é preenchido por três blocos em forma de U com o pátio central, destinando-se um dos blocos exclusivamente a habitações, o segundo à implantação de uma escola de ballet e o terceiro destinado ao comércio conjugado com três habitações.

Na figura 3.5 apresenta-se uma vista frontal do edifício.

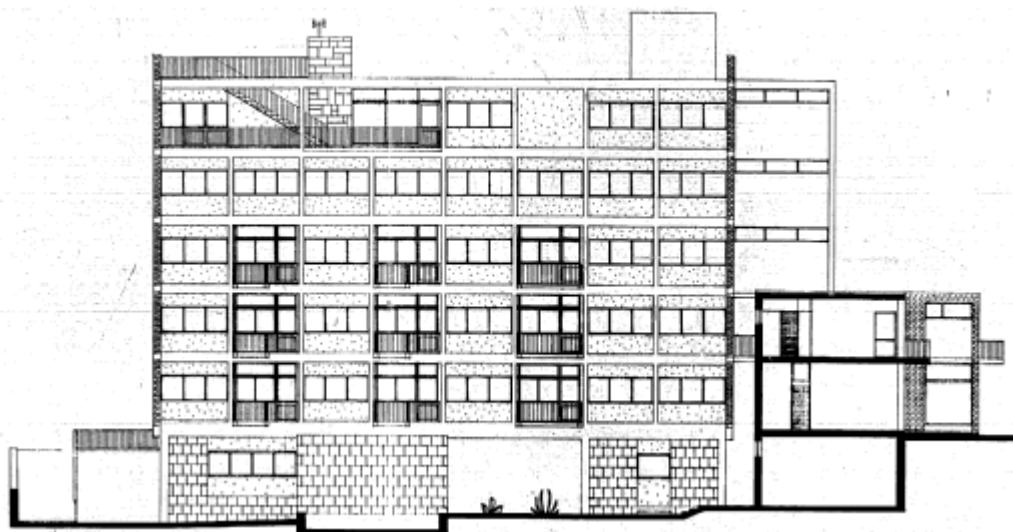


Fig.3.5 – Vista frontal do edifício Parnaso



### 3.3.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

O projecto de estabilidade é da autoria do Engenheiro Alcino José Salvador Paixão.

A descrição presente diz respeito exclusivamente ao bloco habitacional, uma vez que será este o objecto de estudo sísmico neste trabalho. Este bloco apresenta uma implantação rectangular com uma área aproximadamente igual a  $26.20 \times 9.90 \text{ m}^2$ .

A estrutura principal do edifício consiste em três pórticos, em betão armado, de seis pisos, dispostos longitudinalmente com afastamento de 4.00 e 4.50 metros e um prolongamento em consola de 1.40 metros. Os vãos dos pórticos são de 6.50 metros entre eixos.

As lajes de pavimento são armadas na direcção perpendicular aos pórticos, sendo aligeiradas (0.17m de altura e 0.05 camada de compressão) nos tramos interiores e maciças nas consolas. Os pilares estão fundados directamente através de sapatas isoladas.

O bloco apresenta também uma caixa de escadas em toda a altura do edifício, em betão armado onde se encastram as lajes de escada. Esta estrutura é independente do resto do bloco pois apresenta uma junta estando apenas travada por vigas ao nível dos pisos.

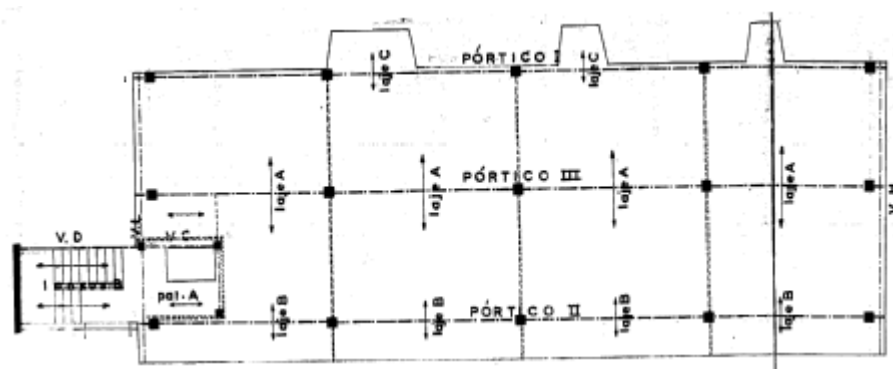


Fig.3.6 – Planta estrutural do edifício Parnaso

Pórticos Principais	Pórticos Principais	Pórticos Principais	Pórticos Principais	1.4
				4.4
Pórticos Principais	Pórticos Principais	Pórticos Principais	Pórticos Principais	
				4.0
Pórticos Principais	Pórticos Principais	Pórticos Principais	Pórticos Principais	
6.5	6.5	6.5	6.5	

Fig.3.7 – Dimensões do edifício Parnaso

### 3.4. UNIDADES TIPO A NA AVENIDA INFANTE SANTO

#### 3.4.1. INTRODUÇÃO

Os edifícios estudados localizam-se em Lisboa num complexo de cinco edifícios na avenida Infante Santo, na freguesia da Lapa.

Os edifícios são constituídos por oito pisos destinados exclusivamente a habitação não existindo piso térreo, sendo portanto um piso “vazado”.

A tipologia é a mesma em todos os blocos, sendo constituídos por 24 fogos do tipo duplex. Para acesso vertical, em cada bloco existem três ascensores, um monta-cargas, e uma escada central de acesso a todo o edifício. O terraço é acessível, no qual existe uma zona coberta de estendais e uma pequena habitação destinada ao porteiro. Os estabelecimentos comerciais são compostos por um piso de lojas e um piso de sobrelojas para armazenamento (Rodrigues et al., 2005).



Fig.3.7 – Foto do edifício da avenida Infante Santo

#### 3.4.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Foram realizados dois projectos de estabilidade para este edifício, o primeiro no ano de 1954 pelo Engenheiro Jordão Videira Dias o segundo pelo Engenheiro Mário Ramos da Cruz em 1955.

Relativamente ao cálculo estrutural, o projecto inicialmente foi concebido sem ter em atenção os momentos flectores nos pilares, tendo sido estes dimensionados apenas para esforços axiais, apoiado no estipulado no artigo 46º do R.B.A. (1935), por se considerarem em todos os pilares como interiores, tendo sido posteriormente corrigido, por indicação dos Serviços Técnicos da Câmara Municipal de Lisboa (Cruz, 1955).

A estrutura principal destes edifícios é constituída por pórticos planos de oito pisos, que totalizam uma altura de 30 metros, em betão armado, formados por dois pilares ligados ao nível dos pisos por vigas, que se desenvolvem 1.90 metros em consola para ambos os lados. Em planta este edifício apresenta uma área de 11.10x46.10 m<sup>2</sup>.

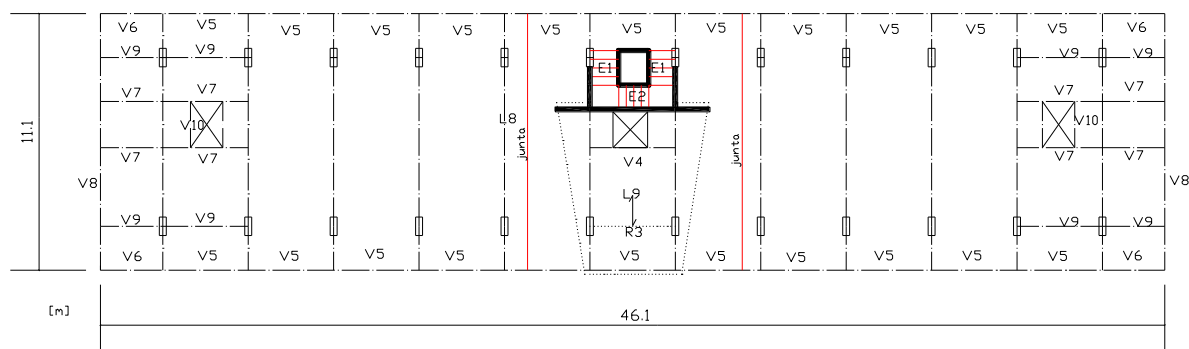


Fig.3.8 – Planta estrutural do edifício (Adaptado de Rodrigues,2005)

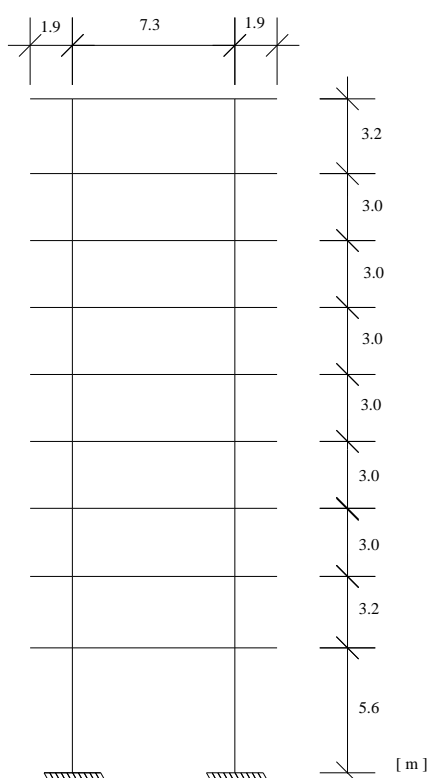


Fig.3.9 – Pórtico tipo do edifício da avenida Infante Santo (Adaptado de Rodrigues,2005)

Na direcção longitudinal este edifício não apresenta vigas de ligação entre pilares sendo essa função desempenhada pelas lajes; assim esta direcção apresenta uma rigidez horizontal inferior à direcção transversal.

Quanto à caixa dos elevadores, actualmente, é comum que estes elementos estruturais sejam de betão armado, e que devido às suas dimensões sejam utilizados para aumentar ou equilibrar a rigidez de um edifício numa dada direcção. No entanto, neste edifício devido à reduzida preocupação relativa aos esforços horizontais no projecto, apenas a caixa de escadas do rés-do-chão é de betão armado enquanto o núcleo dos ascensores e da caixa de escadas nos restantes pisos são constituídos por tijolo tradicional furado.



## 4

## AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DOS EDIFÍCIOS EM ESTUDO

### 4.1. MODELAÇÃO NUMÉRICA

#### 4.1.1. INTRODUÇÃO

A modelação dos edifícios em estudo foi realizada com o programa PORANL, desenvolvido por Varum (1996). Este programa permitia, na sua primeira versão, o estudo de pórticos planos sujeitos a carregamentos estáticos e dinâmicos, considerando a não-linearidade material para o comportamento em flexão, tendo sido desenvolvido e implementado por Rodrigues (2005) um macro-modelo que permitiu a consideração em simultâneo da não-linearidade do comportamento em corte.

#### 4.1.2. COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DOS ELEMENTOS

A determinação das curvas tri-lineares representativas do comportamento não linear material foi realizada com o recurso ao programa TRILIN (Arêde et al, 1996), com base nas características geométricas da secção, localização das armaduras e nas propriedades mecânicas dos materiais.

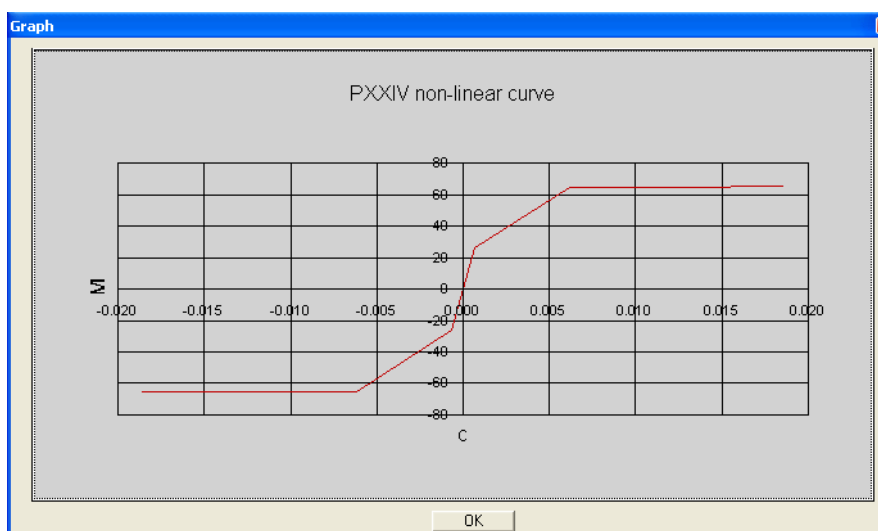


Fig.4.1 – Exemplo de curva tri-linear

Este programa permite ter em consideração a não simetria das armaduras das secções de betão armado. Da observação da figura 4.1 são visíveis os três ramos de comportamento da secção: a) não fendilhada na fase inicial de carregamento; b) fendilhada no ramo intermédio; c) pós cedência na fase final.

Neste modelo considera-se que as deformações inelásticas estão concentradas junto das extremidades dos elementos, numa determinada extensão, ao longo da qual ocorrem os fenómenos de comportamento não-linear (degradação da rigidez, da resistência, etc). (Varum, 1996).

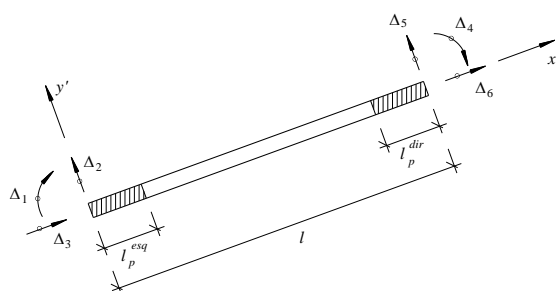


Fig.4.2 – Macro-elemento da barra (adaptado de Rodrigues (2005))

#### 4.1.3. CARGAS ESTÁTICAS E MASSAS

Para as análises numéricas foram assumidas cargas verticais distribuídas nas vigas de forma a simular as cargas estáticas incluindo o peso próprio dos elementos estruturais de betão armado, revestimentos, acabamentos, paredes de alvenaria, e o valor quase permanente da sobrecarga regulamentar ( $\Psi_2 = 0.2$ ).

$$p_{sd} = G + \psi_2 Q \quad (4.1)$$

Para a simulação da massa foi assumido que esta se encontra concentrada ao nível dos pisos, distribuída uniformemente nas vigas. A massa de cada piso inclui o peso próprio da estrutura, as paredes de alvenaria, pavimentos, revestimentos e a valor quase permanente da sobrecarga.

#### 4.1.4. CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS NUMÉRICOS

Na modelação numérica da estrutura dos edifícios foram feitas algumas considerações que se apresentam nesta secção:

- As características adoptadas para os materiais, pela data de execução das obras e pelas indicações feitas na memória de cálculo, foram betão C16/20 e Aço A235;
- Considerou-se que no caso de existir pisos enterrados estes se encontraram travados ao nível do rés-do-chão;
- Desprezou-se a contribuição da rigidez introduzida na estrutura pela existência de paredes de alvenaria;
- Para o edifício da avenida Infante Santo, na direcção longitudinal tirou-se partido da simetria estrutural, modelando-se apenas metade da estrutura;
- Nos edifícios da Av. Infante Santo e de Costa Cabral, na direcção transversal, modelou-se uma parte do edifício pelo facto dos pórticos resistentes se repetirem;

- Na direcção perpendicular aos pórticos principais considerou-se a contribuição de rigidez das lajes com uma largura de influência igual a 1m para ambos os lados;
- A ligação entre pórticos (modelação em comboio) foi feita à custa da introdução de bielas ao nível de todos os pisos, compatibilizando desta forma os deslocamentos dos diferentes níveis da estrutura.

## 4.2. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DOS EDIFÍCIOS

O bloco habitacional de Costa Cabral e o Edifício Parnaso foram também modelados no programa de cálculo SAP2000, no âmbito de outro trabalho, (Freitas, 2008). A modelação realizada no SAP2000 contempla a totalidade do edifício, ou seja, os resultados vêm afectados do efeito tridimensional da estrutura, enquanto que no PORANL apenas se permitem modelações planas. A comparação das características dinâmicas obtidas pelos dois modelos permitiu validar o modelo plano que foi usado nas análises não lineares deste trabalho e cujos resultados são apresentados neste capítulo. No que diz respeito ao edifício do Infante Santo, este foi apenas modelado no PORANL mas as características obtidas são comparadas com as medições experimentais realizadas anteriormente por Rodrigues (2005).

Para cada um dos edifícios apresentam-se as frequências de vibração, o factor de participação modal do 1º modo e o coeficiente de massa modal do 1º modo para cada uma das direcções estudadas (quadros 4.1, 4.2 e 4.3), representam-se ainda a configuração do 1º modo de vibração nas figuras 4.3 à 4.7.

### 4.2.1. BLOCO DE COSTA CABRAL

Quadro 4.1 – Frequências de vibração do bloco de Costa Cabral nas duas direcções estudadas

Frequências	Direcção (SAP2000)		Direcção (PORANL)	
	Longitudinal (Hz)	Transversal (Hz)	Longitudinal (Hz)	Transversal (Hz)
1ª	0.67	1.27	0.69	1.34
2ª	1.21	3.60	1.25	3.70
$PF_1$	-	-	1.59	1.42
$\alpha_1$	-	-	0.77	0.82

Da análise dos valores obtidos através dos dois modelos numéricos constata-se que há uma aproximação elevada entre as duas primeiras frequências de vibração. Este facto validou o modelo plano definido no PORANL que foi posteriormente utilizado para determinação das curvas *pushover* do edifício.

Os coeficientes de massa modal correspondentes ao 1º modo são elevados (aproximadamente 0.80) para as duas direcções, o que significa que este modo mobiliza cerca de 80% da massa total da estrutura, prevendo-se que a resposta de estrutura nas duas direcções ocorra essencialmente seguindo o modo fundamental.

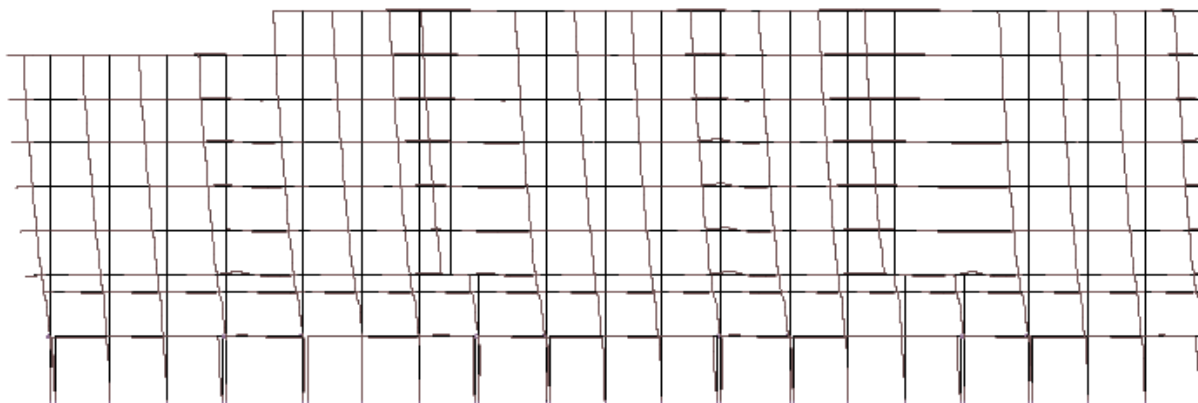


Fig.4.3 – Configuração do 1º modo de vibração do bloco de Costa Cabral (direcção transversal)

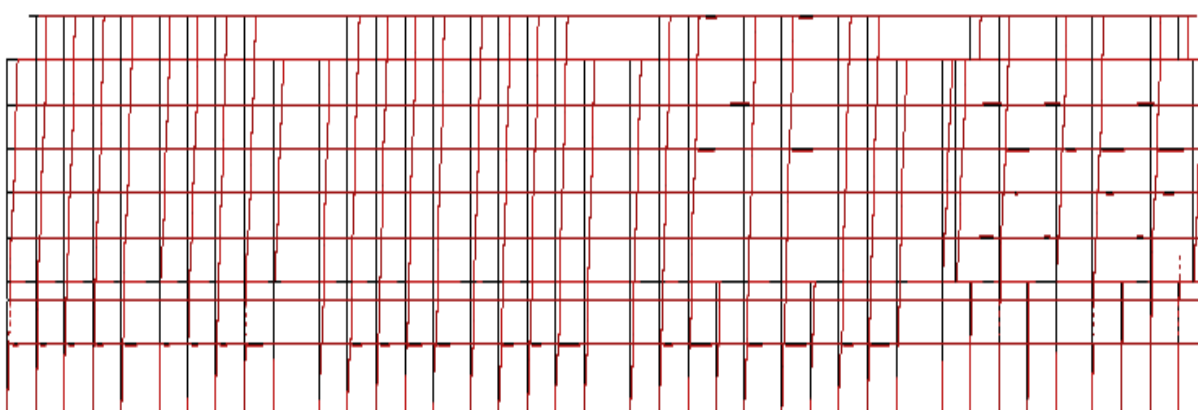


Fig.4.4 – Configuração do 1º modo de vibração do bloco de Costa Cabral (direcção longitudinal)

#### 4.2.2. EDIFÍCIO PARNASO

Quadro 4.2 – Frequências de vibração do edifício Parnaso nas duas direcções estudadas

Frequências	Direcção (SAP2000)		Direcção (PORANL)	
	Longitudinal (Hz)	Transversal (Hz)	Longitudinal (Hz)	Transversal (Hz)
1ª	0.80	0.90	0.93	0.91
2ª	2.45	2.80	2.84	3.32
$PF_1$	-	-	1.27	1.39
$\alpha_1$	-	-	0.85	0.75

Da observação da tabela 4.2 é notória uma divergência nos valores das frequências de vibração obtidas pelos dois métodos (cerca de 15%), atribui-se como causa desta variação o facto dos modos de vibração obtidos no PORANL não serem completamente puros originado por uma ligeira torção da



estrutura. De qualquer forma considerou-se o modelo plano validado tendo sido feita a sua aplicação na análise não-linear estática.

À semelhança do edifício de Costa Cabral a estrutura resistente deste edifício mobiliza uma percentagem elevada de massa através do 1º modo de vibração (cerca de 0.75 na direcção transversal e 0.85 na direcção longitudinal).

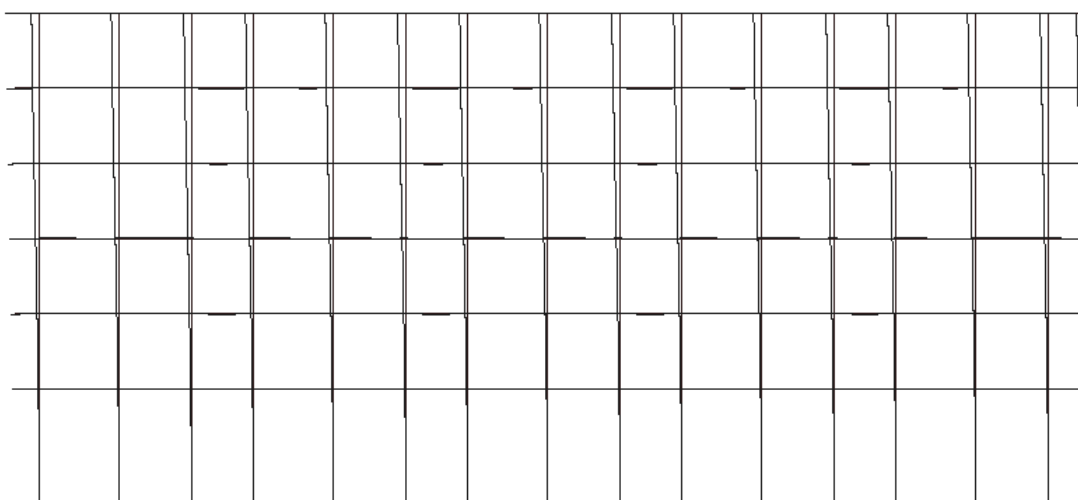


Fig.4.5 – Configuração do 1º modo de vibração do edifício Parnaso (direcção transversal)

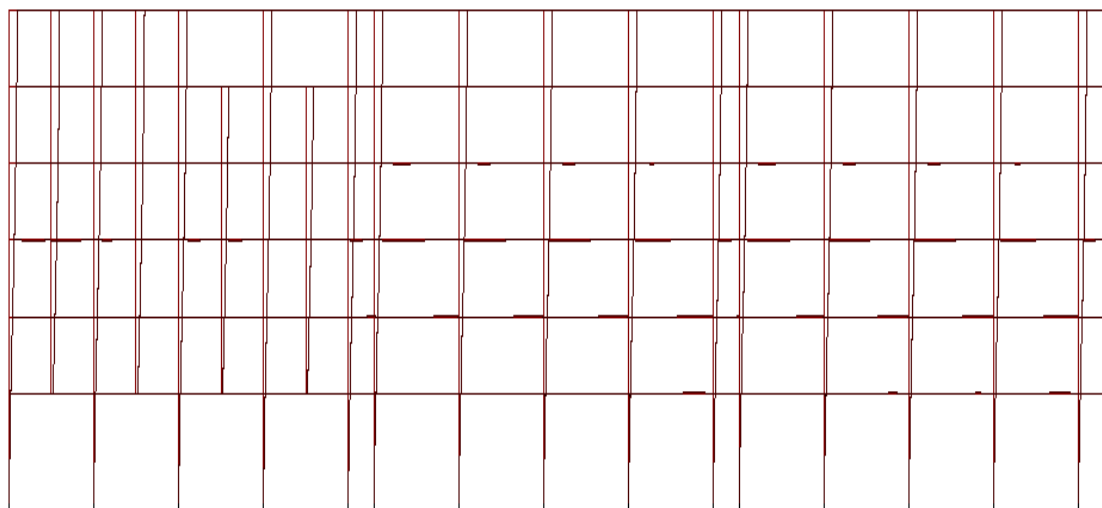


Fig.4.6– Configuração do 1º modo de vibração do edifício Parnaso (direcção longitudinal)

## 4.2.3. EDIFÍCIO DE INFANTE SANTO

Quadro 4.3 – Frequências de vibração do edifício da avenida Infante Santo nas duas direcções estudadas

Frequências	Direcção (Experimental)		Direcção (PORANL)	
	Longitudinal (Hz)	Transversal (Hz)	Longitudinal (Hz)	Transversal (Hz)
1 <sup>a</sup>	1.08	1.75	0.44	1.21
2 <sup>a</sup>	-	-	1.40	3.07
$PF_1$	-	-	1.30	1.31
$\alpha_1$	-	-	0.87	0.83

Tal como referido anteriormente não foi possível de uma modelação tridimensional deste edifício, no entanto, existia o registo de medições experimentais do edifício e que se apresentam na tabela 4.3. A divergência nos valores de frequência é justificada pelo facto da modelação numérica não contemplar o efeito da rigidez transmitida pelas paredes de alvenaria.

Paralelamente ao aumento de rigidez e consequente aumento da frequência de vibração é esperado que a contribuição das paredes de alvenaria gere um mecanismo de *soft-storey* pelo facto deste piso ser vazado, alterando significativamente o 1º modo de vibração.

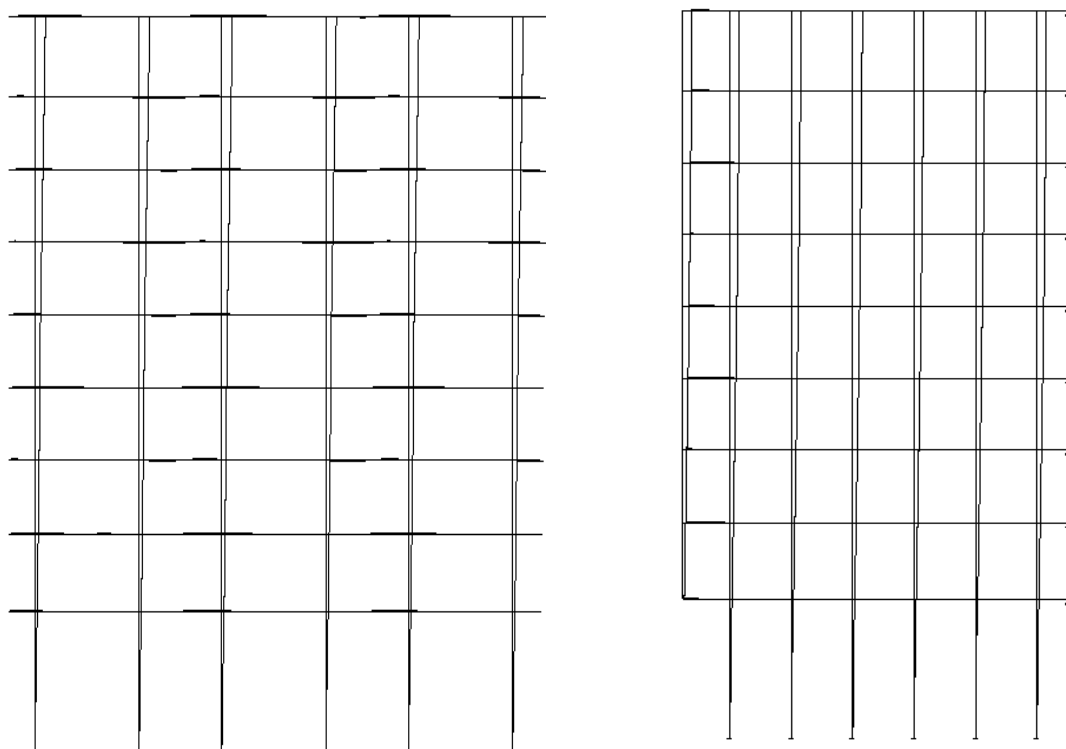


Fig.4.7 – Configuração do 1º modo de vibração do edifício da Av. Infante Santo (direcção transversal à esquerda e direcção longitudinal à direita)

### 4.3. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE CAPACIDADE (PUSHOVER)

#### 4.3.1. INTRODUÇÃO

Foram obtidas duas curvas de capacidade para cada direcção estudada dos edifícios admitindo que a distribuição das forças de inércia dos pisos seguiriam duas configurações distintas.

A primeira configuração corresponde a uma distribuição das forças de inércia proporcional ao 1º modo de vibração, ou seja, admite-se que a resposta das estruturas, quando excitadas por uma acção sísmica, mobiliza fundamentalmente o primeiro modo de vibração. De facto, para estes edifícios, o primeiro modo de vibração mobiliza mais de 75% da massa total, razão pela qual se justifica a adopção deste perfil de carregamento lateral.

A segunda configuração adoptada corresponde a um perfil de carregamento lateral com aceleração constante. Assim, as forças mobilizadas por piso são obtidas através da multiplicação da massa do piso pelo factor de escala.

A obtenção da curva de capacidade (pushover) foi realizada com o programa PORANL, cujos fundamentos teóricos seguem as metodologias referidos no ponto 2.4.2. deste trabalho.

#### 4.3.2. CURVAS DE CAPACIDADE DO BLOCO DE COSTA CABRAL

Na figura 4.8 apresenta-se as duas curvas de capacidade obtidas para um perfil lateral de forças constante e um perfil de forças proporcional ao primeiro modo para a direcção longitudinal e na figura 4.9 para a direcção transversal.

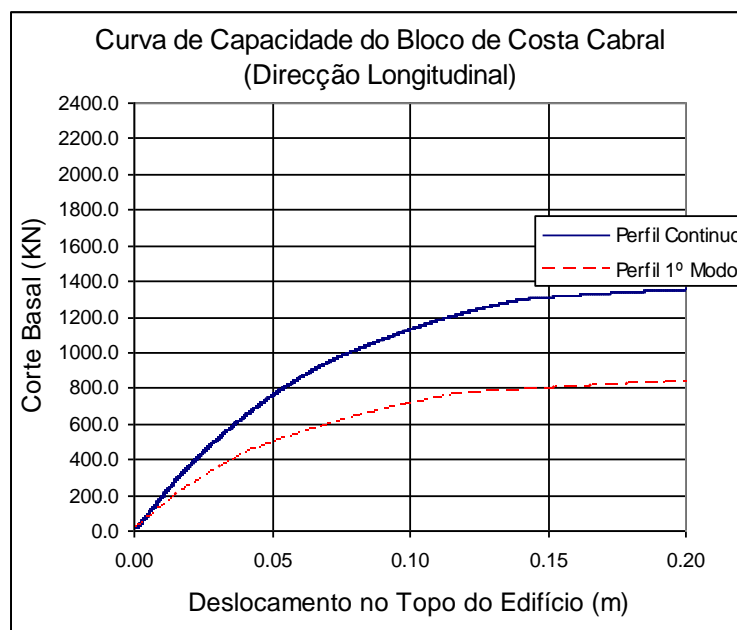


Fig.4.8 – Curvas de capacidade do bloco de Costa Cabral na direcção longitudinal

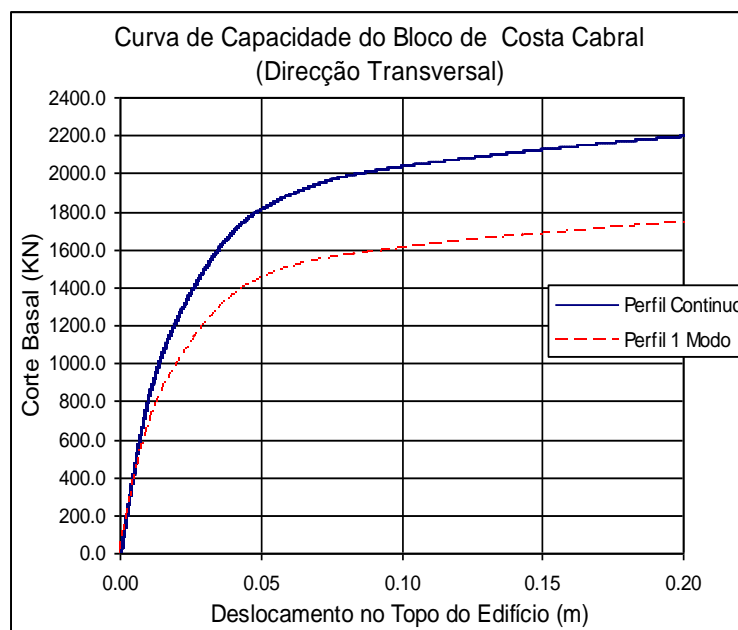


Fig.4.9 – Curvas de capacidade do bloco de Costa Cabral na direcção transversal

Da observação das curvas de capacidade para ambas direcções algumas considerações se podem tecer:

- O carregamento lateral proporcional ao primeiro modo de vibração mobiliza um menor corte basal do que o carregamento contínuo para o mesmo nível de deslocamento. Tal facto permite concluir que este tipo de carregamento imprime na estrutura maiores deslocamentos horizontais;
- A estrutura comporta-se de forma linear elástica, na direcção longitudinal, até um deslocamento no topo de aproximadamente 2.5cm a que corresponde um corte basal de aproximadamente 500 kN para o carregamento contínuo e de 300 kN para o carregamento proporcional ao 1º modo. Para a direcção transversal o deslocamento a partir do qual a estrutura deixa de se comportar linearmente é de aproximadamente 1.5cm a que corresponde um corte basal de 950 kN para o carregamento contínuo e de 750 kN para o carregamento do 1º modo.
- Na direcção longitudinal, um carregamento lateral contínuo correspondente a um corte basal de aproximadamente 1300kN, origina a cedência na maioria dos elementos estruturais (pilares e vigas) pelo que a inclinação da curva a partir desse ponto tende para zero. Para o carregamento proporcional ao 1º modo este valor é inferior aproximando-se dos 800kN;
- Na direcção transversal, a curva de capacidade atinge um patamar de cedência para um valor de corte basal de 1900kN no caso de carregamento contínuo e de 1500kN no caso do carregamento proporcional ao primeiro modo;
- A curva de capacidade correspondente à direcção transversal apresenta uma maior inclinação no troço inicial do que a correspondente à direcção longitudinal, ou seja, apresenta maior rigidez. Este comportamento era esperado pelo facto dos pórticos principais se orientarem da direcção transversal conferindo desta forma uma rigidez superior.

### 4.3.3. CURVAS DE CAPACIDADE DO EDIFÍCIO PARNASO

Na figura 4.10 apresenta-se as duas curvas de capacidade obtidas para um perfil lateral de forças constante e um perfil de forças proporcional ao primeiro modo para a direcção longitudinal, e na figura 4.11 apresentam-se as mesmas curvas para a direcção transversal.

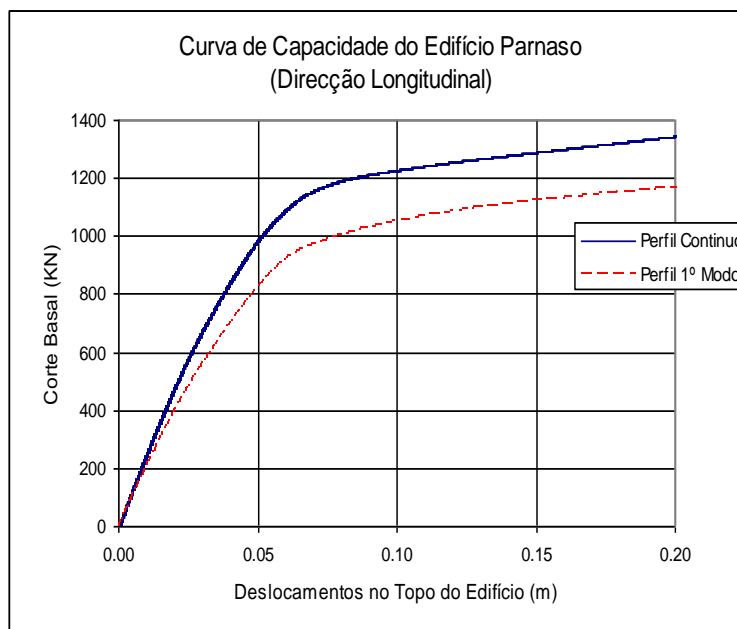


Fig.4.10 – Curvas de capacidade do edifício Parnaso na direcção longitudinal

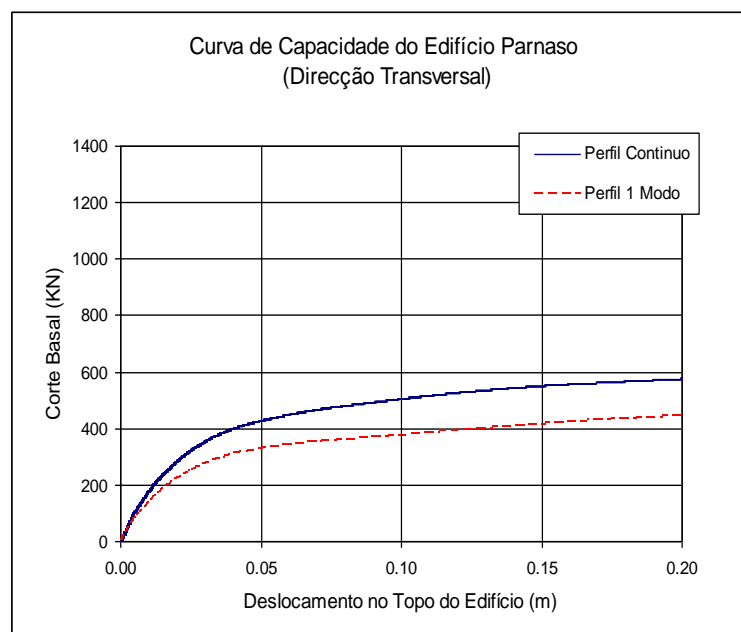


Fig.4.11 – Curvas de capacidade do edifício Parnaso na direcção transversal

Da observação das figuras 4.12 e 4.13 constata-se o seguinte:

- À semelhança do que se constatou para o bloco de Costa Cabral também a estrutura do edifício Parnaso regista deslocamentos superiores, para o mesmo corte basal, quando solicitado lateralmente por um carregamento proporcional ao 1º modo;
- As estruturas resistentes do edifício nas duas direcções apresentam rigidez inicial semelhante nas duas direcções, no entanto, na direcção longitudinal esta rigidez prolonga-se até ao valor de corte basal de 1000 kN para um carregamento contínuo e 800 kN para o carregamento proporcional ao 1º modo, valores a partir dos quais as curvas apresentam inclinações inferiores. Na direcção transversal o ponto a partir do qual a estrutura deixa de se comportar de forma linear corresponde a um deslocamento de 1.0cm e corte basal de 200kN para um carregamento contínuo e 150 kN para o carregamento do 1º modo;
- Na direcção longitudinal, um carregamento lateral contínuo correspondente a um corte basal de aproximadamente 1100kN, origina a cedência na maioria dos elementos estruturais pelo que a inclinação da curva a partir desse ponto tende para zero. Para o carregamento proporcional ao 1º modo este valor é inferior aproximando-se dos 1000kN;
- Na direcção transversal, a curva de capacidade atinge um patamar de cedência para um valor de corte basal de 400kN no caso de carregamento contínuo e de 300kN no caso do carregamento proporcional ao primeiro modo;

#### 4.3.4. CURVAS DE CAPACIDADE DO EDIFÍCIO DE INFANTE SANTO

Na figura 4.12 apresenta-se as duas curvas de capacidade, para o edifício da avenida Infante Santo, obtidas para um perfil lateral de forças constante e um perfil de forças proporcional ao primeiro modo para a direcção longitudinal, e na figura 4.13 apresentam-se as mesmas curvas para a direcção transversal.

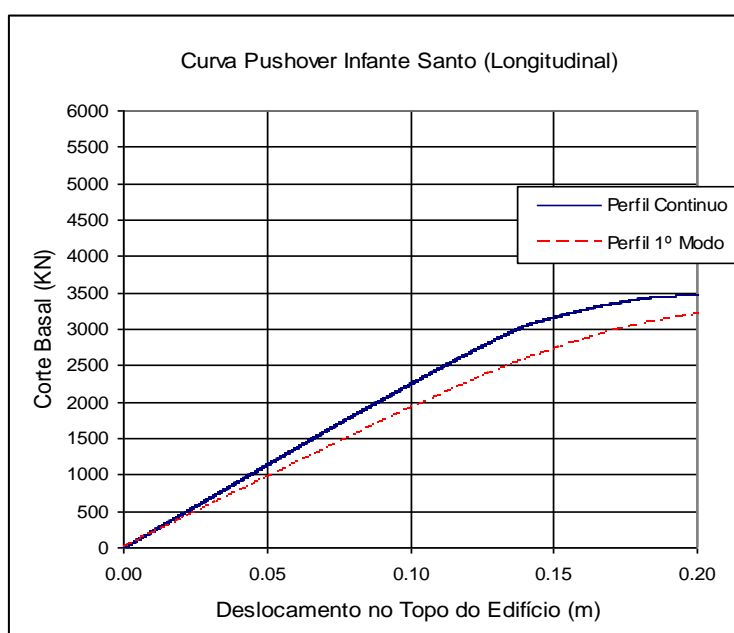


Fig.4.12 – Curvas de capacidade do edifício de Infante Santo na direcção longitudinal

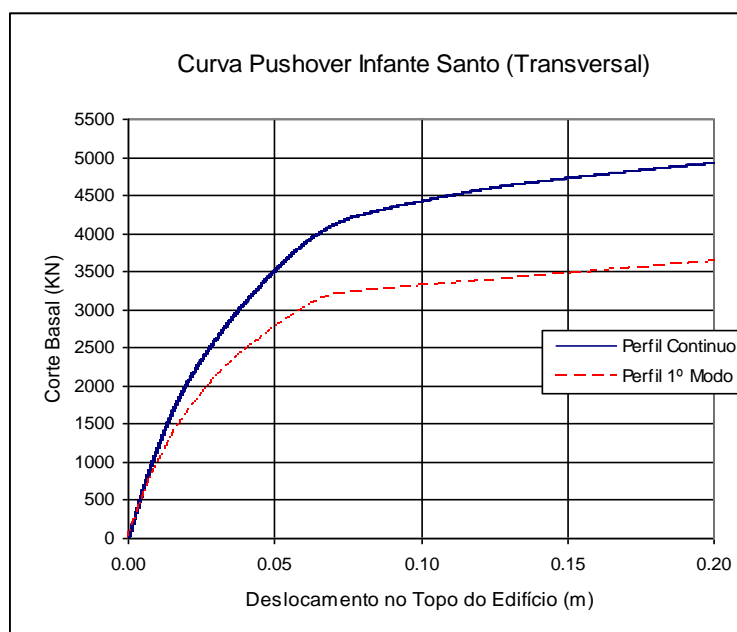


Fig.4.13 – Curvas de capacidade do edifício de Infante Santo na direcção transversal

Da análise das curvas anteriores conclui-se que:

- A estrutura resistente do edifício na direcção longitudinal apresenta uma rigidez muito baixa registando-se um comportamento linear até um valor de deslocamento igual a 13.0cm. Este fenómeno deve-se ao facto dos pórticos resistentes principais se orientarem na direcção transversal;
- Na direcção transversal a estrutura comporta-se linearmente até ao valor de deslocamento de 2.0cm. A este valor corresponde um valor de corte basal igual a 1800kN para um carregamento contínuo e um valor igual a 1500kN para um carregamento proporcional ao 1º modo;
- O patamar de cedência é atingido, para a direcção longitudinal, a partir do valor de corte basal de 3500kN através de um carregamento lateral contínuo enquanto para um carregamento proporcional ao 1º modo a cedência é atingida a partir do valor de 3250kN. Para a direcção transversal a estrutura assume para as duas configurações referidas os valores de 4250 kN e 3250kN respectivamente.

#### 4.4. ESPECTROS DE RESPOSTA (CURVAS DE EXIGÊNCIA)

##### 4.4.1. INTRODUÇÃO

Os espectros de resposta são usados por diferentes métodos de análise sísmica e adquirem diferentes formatos, dependendo da sua aplicação, podendo ser representados em deslocamentos, velocidades e acelerações. Estes espectros representam as curvas de resposta de um conjunto de sistemas de um grau de liberdade quando submetidos a uma acção dinâmica.

Os espectros escolhidos, para análise dos edifícios em estudo, foram os espectros da EN 1998-1. Esta Norma Europeia recomenda que para todas as análises sísmicas sejam utilizados espectros correspondentes a dois tipos de sismos diferentes: a) Sismo afastado/interplacas; b) Sismo próximo/intraplacas.

#### 4.4.2. ZONAMENTO SÍSMICO

Na EN 1998-1 é indicado que o zonamento sísmico de cada país seja definido pelas respectivas Autoridades Nacionais, sendo portanto um parâmetro incluído no anexo nacional.

Na figura 4.14 apresenta-se o zonamento estabelecido na EN 1998-1 para os dois cenários de acção sísmica em Portugal Continental e no quadro 4.4 apresentam-se as acelerações máximas de projecto de referência  $a_{gR}$  para as várias zonas apresentadas.

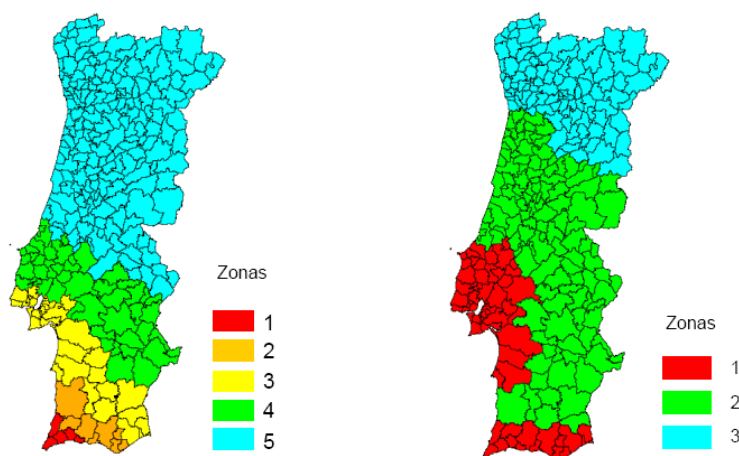


Fig.4.14 – Zonamento sísmico da NP EN 1998-1 para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas (à esquerda) e para o cenário de sismo próximo/sismo intraplacas (à direita) (Carvalho, 2007)

Quadro 4.4 – Aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  ( $cm/s^2$ ) nas várias zonas sísmicas da NP EN 1998-1 (Carvalho, 2007)

Zona Sísmica	Sismo afastado/interplacas	Sismo Próximo/intraplacas
1	250	170
2	200	110
3	150	80
4	100	-
5	50	-

#### 4.4.3. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

Na EN 1998-1 o movimento sísmico horizontal num dado ponto da superfície é representado por um espectro de resposta elástico da aceleração, definido pelas seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] \quad (4.2)$$



$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2.5a_g S \eta \quad (4.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2.5a_g S \eta \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (4.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 2.5a_g S \eta \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.5)$$

Em que:

$S_e(T)$  - é o espectro de resposta elástico;

$T$  - é o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

$a_g$  - é a aceleração de projecto em rocha (Terreno tipo A);

$T_B$  - é o limite inferior do ramo espectral da aceleração constante;

$T_C$  - é o limite superior do ramo espectral da aceleração constante;

$T_D$  - é o valor definidor do inicio do ramo de deslocamento constante;

$S$  - é o factor do terreno;

$\eta$  - é o factor de correcção do amortecimento (toma o valor igual a 1 para 5% de amortecimento);

A forma genérica do espectro de resposta elástico é apresentada na figura 4.15.

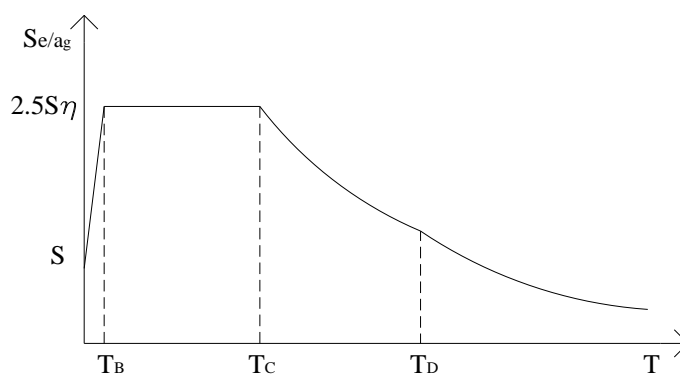


Fig.4.15 – Forma genérica do espectro de resposta elástico da EN 1998-1 (Carvalho,2007)

No quadro 4.5 apresenta-se os valores recomendados para as variáveis definidoras da configuração espectral, pela EN 1998-1, para a acção sísmica em rocha.

Quadro 4.5 – Valores das variáveis definidoras da configuração espectral em rocha na NP EN 1998-1 (Valores recomendados na EN 1998-1 entre parênteses, quando diferentes) (Carvalho, 2007)

Variável	Sismo afastado/interplacas	Sismo Próximo/intraplacas
S	1.0	1.0
T <sub>B</sub> (s)	0.1 (0.15)	0.1 (0.05)
T <sub>C</sub> (s)	0.6 (0.4)	0.25
T <sub>D</sub> (s)	2.0	2.0 (1.2)

A EN 1998-1 apresenta 5 tipos de condições de terreno de modo a traduzir a influência das características do terreno na acção sísmica à superfície.

Esta norma distingue entre rocha (terreno Tipo A) e terrenos rijos (terrenos Tipo B) e os terrenos Tipo C e D correspondem a solos médios e brandos respectivamente. Considera ainda formações brandas de pequena espessura (5 a 20m) sobre formações rochosas ou quase rochosas com grande contraste de rigidez e atribuindo a essa classe o Tipo E.

A partir da diferenciação dos parâmetros definidores do espectro é possível obter os espectros de resposta elásticos para os diferentes tipos de terreno.

Os parâmetros que mais influenciam a configuração espectral são os valores de S e T<sub>C</sub>. Na quadro 4.6 apresentam-se os valores dessas variáveis para cada um dos tipos de terreno e para os dois cenários sísmicos.

Quadro 4.6 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos da NP EN 1998-1 para os vários tipos de terreno (valores recomendados na EN 1998-1 entre parênteses, quando diferentes)

Tipo de Terreno	Espectro Tipo 1 (Sismo interplacas)								Espectro Tipo 2 (Sismo intraplacas)			
	Zona 1 (250 cm/s <sup>2</sup> )		Zona 2 (200 cm/s <sup>2</sup> )		Zona 3 (150 cm/s <sup>2</sup> )		Zona 4 e 5 (100/50 cm/s <sup>2</sup> )		Zona 1 (170 cm/s <sup>2</sup> )		Zona 1 (110 cm/s <sup>2</sup> )	
	S	TC (s)	S	TC (s)	S	TC (s)	S	TC (s)	S	TC (s)	S	TC (s)
A	1	0.6 (0.4)	1.0	0.6 (0.4)	1.0	0.6 (0.4)	1.0	0.6 (0.4)	1.0	0.25	1.0	0.25
B	1.2	0.6 (0.5)	1.2	0.6 (0.5)	1.2	0.6 (0.5)	1.3 (1.2)	0.6 (0.5)	1.35	0.25	1.35	0.25
C	1.3 (1.15)	0.6	1.4 (1.15)	0.6	1.5 (1.15)	0.6	1.6 (1.15)	0.6	1.5	0.25	1.6 (1.5)	0.25
D	1.4 (1.35)	0.8	1.6 (1.35)	0.8	1.8 (1.35)	0.8	2.0 (1.35)	0.8	1.8	0.30	2.0 (1.8)	0.30
E	1.4	0.6 (0.5)	1.5 (1.4)	0.6 (0.5)	1.7 (1.4)	0.6 (0.5)	1.8 (1.4)	0.6 (0.5)	1.6	0.25	1.8 (1.6)	0.25

#### 4.4.4. ESPECTRO DE RESPOSTA PARA A REGIÃO DO PORTO

O bloco de Costa Cabral e o Edifício Parnaso por se inserirem na região do Porto são classificados pelo anexo nacional como pertencentes à zona sísmica 5 para Espectro tipo 1 (Sismo Afastado) e como zona sísmica 3 para o espectro tipo 2 (sismo próximo).

Quanto à classificação do solo considerou-se que esta zona se inclui na tipologia B, ou seja, terrenos rijos.

Destas considerações resultaram os dois espectros, representados na figura 4.16 que foram utilizados nas análises não lineares estáticas, correspondentes a um coeficiente de amortecimento de 5%.

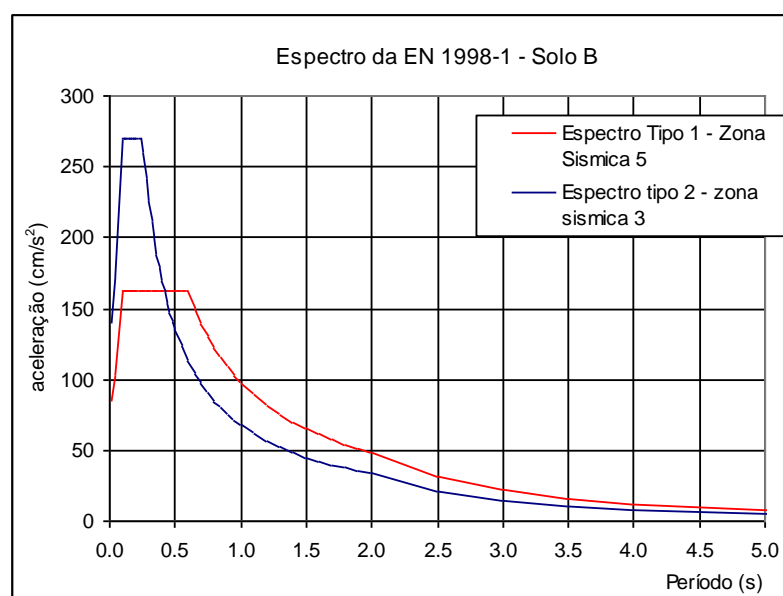


Fig.4.16 – Espectros de resposta elásticos propostas pela EN 1998-1 para a região do Porto

#### 4.4.5. ESPECTRO DE RESPOSTA PARA A REGIÃO DE LISBOA

Para a região de Lisboa o anexo nacional atribui a classificação de zona sísmica 3 para Espectro tipo 1 (Sismo Afastado) e zona sísmica 1 para o espectro Tipo 2 (sismo próximo).

No que se refere à classificação do solo considerou-se a mesma tipologia que tinha sido utilizada para os edifícios da região do Porto a qual corresponde a tipologia B, ou seja, terrenos rijos.

Destas considerações resultou os dois espectros, representados na figura 4.17 que foram utilizados nas análises não lineares estáticas.

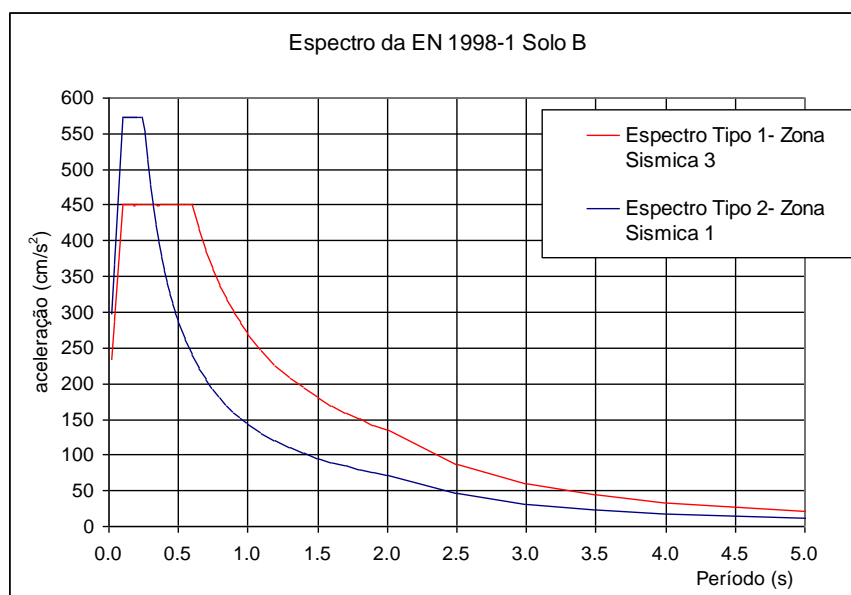


Fig.4.17 – Espectros de resposta elásticos propostos pela EN 1998-1 para a região de Lisboa

## 4.5. RESULTADOS DA ANÁLISE NÃO-LINEAR ESTÁTICA

### 4.5.1. PONTOS DE DESEMPENHO SÍSMICO (*PERFORMANCE POINT*)

Após determinação das curvas de capacidade e escolha dos espectros de resposta procedeu-se à aplicação do método do espectro de capacidade proposto pelo ATC40 e exposto no ponto 2.4.3 deste trabalho para determinação dos pontos de desempenho sísmico dos três edifícios.

Para aplicação do método e determinação do ponto de desempenho sísmico foi criada uma folha de cálculo que permitiu, duma forma sequencial, a aplicação do método de espectro de capacidade. Para as figuras 4.18 a 4.23 apresentam-se os gráficos finais de determinação do ponto de desempenho (*Performance Point*) para cada um dos edifícios. De salientar ainda que por facilidade de aplicação do método optou-se por considerar o ponto inicial das iterações a intersecção do espectro de capacidade com o espectro de resposta linear.

A forma encontrada para determinar a curva bi-linear consistiu em igualar o integral numérico desta curva com o integral da curva real.

#### 4.5.1.1 Determinação dos Pontos de Desempenho para o Bloco de Costa Cabral

Nas figuras 4.18 e 4.19 apresenta-se graficamente a forma como foi determinado o ponto de desempenho sísmico para o bloco de Costa Cabral, para ambas as direcções.

O processo iterativo foi constituído por dois passos que determinaram o amortecimento da estrutura resultando o valor igual a aproximadamente 17% para a direcção transversal e o valor de 10% para a direcção longitudinal.

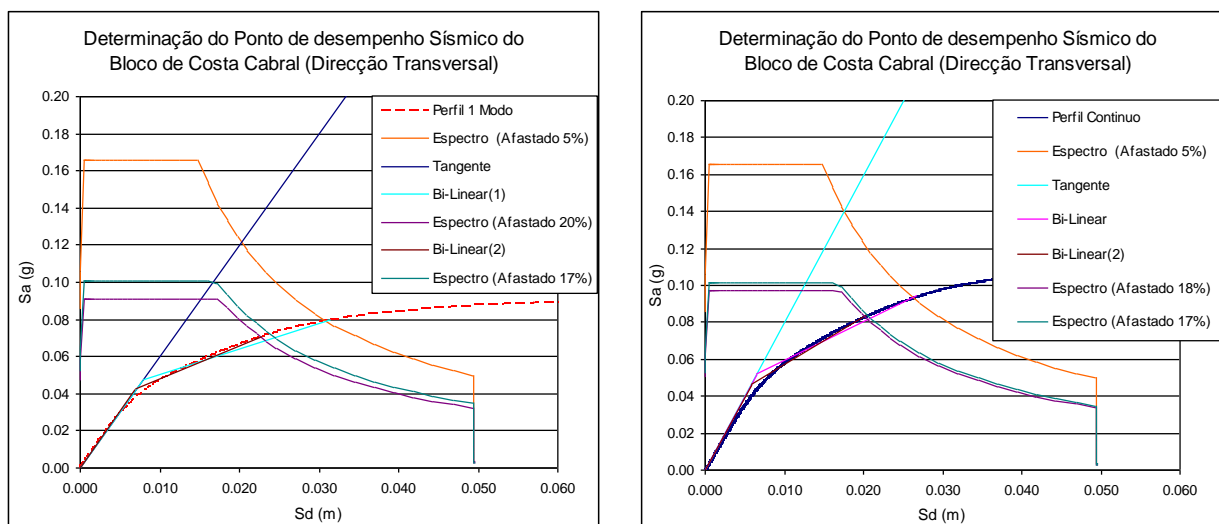


Fig.4.18 – Determinação do ponto de desempenho sísmico do bloco de costa Cabral (direcção Transversal)

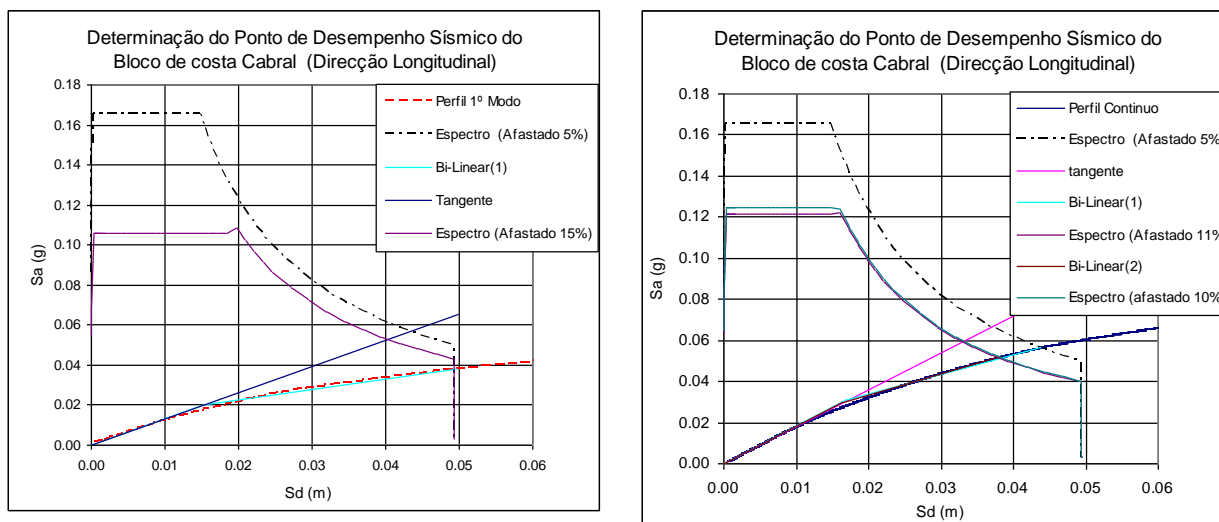


Fig.4.19 – Determinação do ponto de desempenho sísmico do bloco de costa Cabral (direcção Longitudinal)

#### 4.5.1.2 Determinação dos Pontos de Desempenho para o Edifício Parnaso

Nas figuras 4.20 e 4.21 apresenta-se graficamente a forma como foi determinado o ponto de desempenho sísmico para o edifício Parnaso, para ambas as direcções.

A estrutura do edifício comporta-se de forma aproximadamente linear elástica na direcção longitudinal até o primeiro ponto de iteração o que implica que o amortecimento da estrutura nesta direcção registou valores próximos do amortecimento elástico.

Na direcção transversal o comportamento difere bastante do registado na direcção longitudinal, tendo-se verificado uma dissipação elevada de energia o que implicou valores de amortecimento total aproximadamente iguais a 20%.

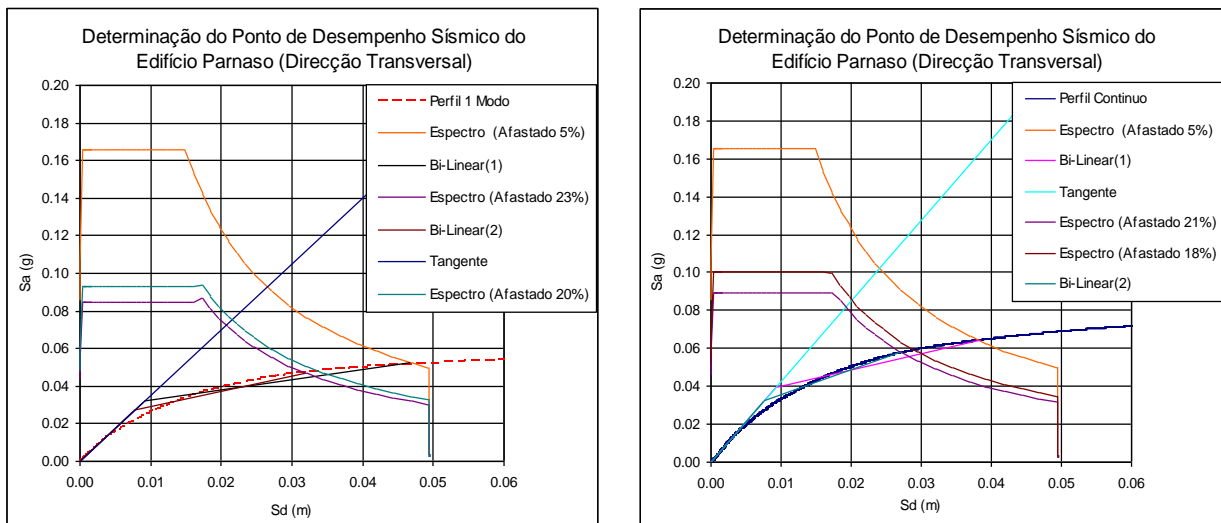


Fig.4.20 – Determinação do ponto de desempenho sísmico do edifício Parnaso (direcção Transversal)

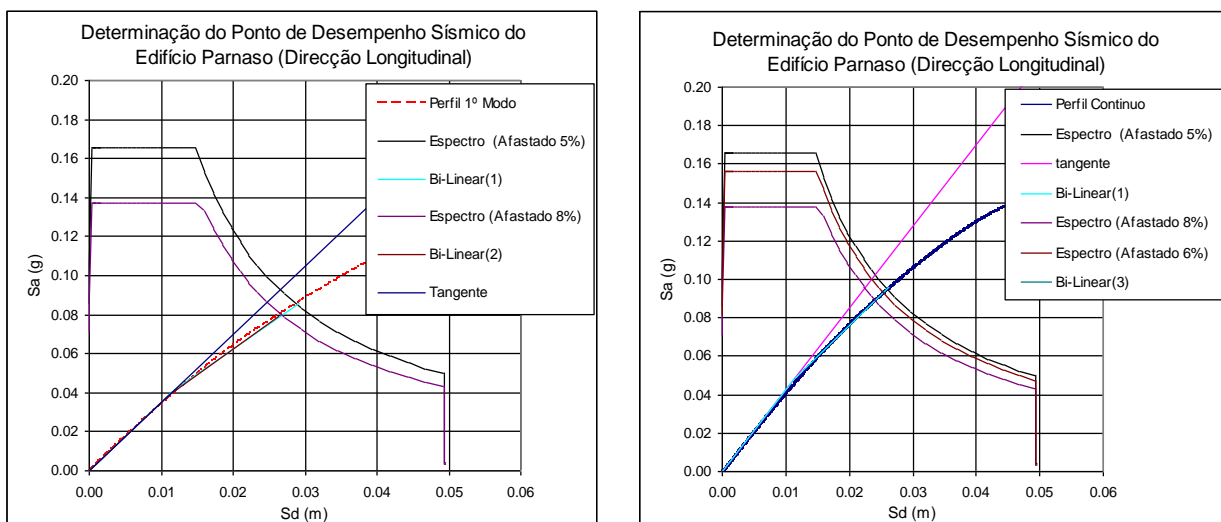


Fig.4.21 – Determinação do ponto de desempenho sísmico do edifício Parnaso (direcção Longitudinal)

#### 4.5.1.3 Determinação dos Pontos de Desempenho para o Edifício da Av. Infante Santo

A resposta da estrutura do edifício da Av. Infante apresenta-se em regime linear na direcção longitudinal, não existindo, portanto, nestas condições a parcela de amortecimento hysterético. Desta forma o ponto de desempenho sísmico foi o resultado da intersecção dos espectros de resposta e de capacidade.

Na direcção transversal a resposta é feita em regime não-linear tendo-se registado valores elevados de amortecimento não-linear ou hysterético (aproximadamente 25%)

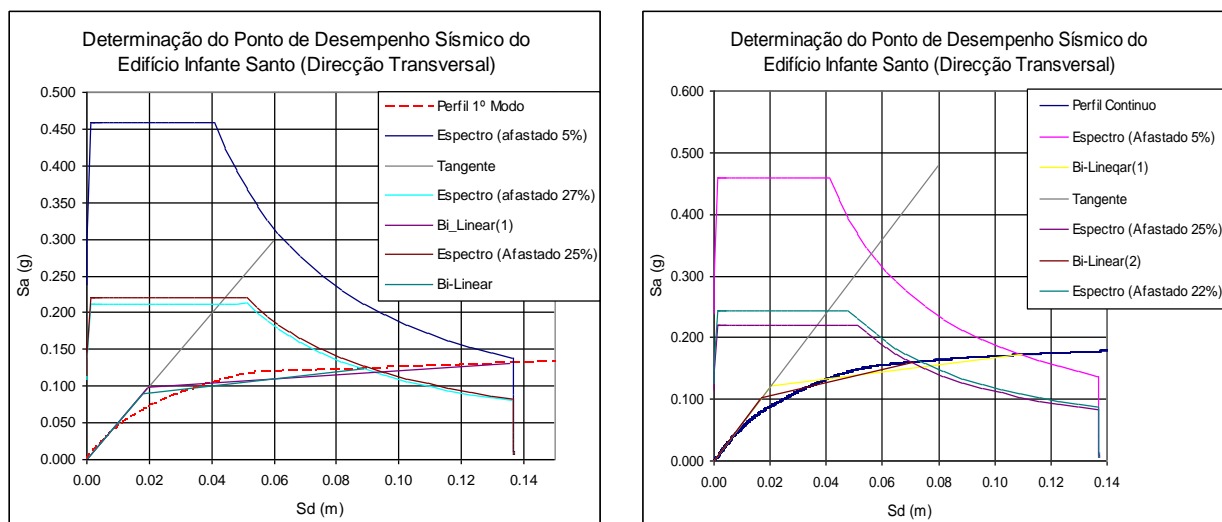


Fig.4.22 – Determinação do ponto de desempenho sísmico do edifício da av. Infante Santo (direcção transversal)

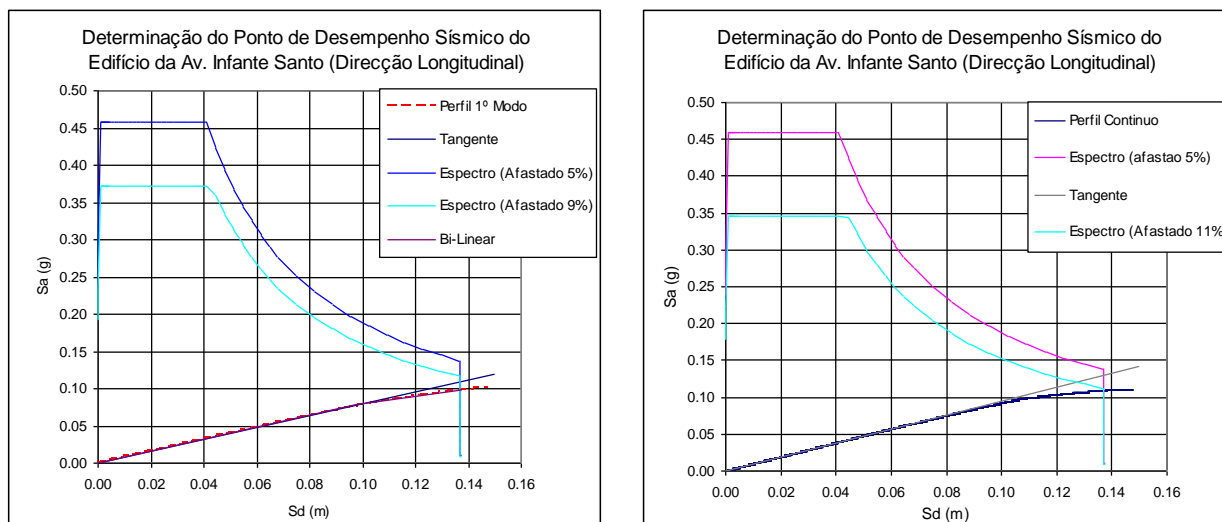


Fig.4.23 – Determinação do ponto de desempenho sísmico do edifício da av. Infante Santo (direcção longitudinal)

#### 4.5.1.4 Conclusões

No quadro 4.7 apresenta-se para cada uma das direcções estudadas dos três edifícios os valores dos deslocamentos, correspondentes ao ponto de desempenho sísmico, para cada uma das configurações de carregamento lateral.

Da observação dos resultados do quadro constata-se que o espectro Tipo 1 conduziu, para os três casos, a deslocamentos superiores do que espectro Tipo 2. Por este facto as análises e os resultados apresentados no ponto 4.5.2 dizem respeito apenas aos espectros Tipo 1.

Este fenómeno deve-se ao facto de as estruturas em causa apresentarem períodos de vibração superiores a 0.4 segundos e para estes valores o Espectro de Resposta Tipo 1 (Sismo Afastado) é mais exigente.

A comparação dos valores do ponto de desempenho para os três edifícios conclui-se que o carregamento proporcional ao primeiro modo conduz sistematicamente a valores superiores de deslocamento no topo. No entanto este facto não limita o número de análises, uma vez que para deslocamentos inferiores no topo o carregamento contínuo poderá introduzir nas zonas inferiores esforços e deslocamentos superiores aos do carregamento do 1º modo.

Quadro 4.7 – Valores dos deslocamentos horizontais (em metros) no topo dos edifícios correspondentes aos pontos de desempenho sísmico para cada uma das direcções e para os dois tipos de espectros

	Transversal				Longitudinal			
	Espectro Tipo 1		Espectro Tipo 2		Espectro Tipo 1		Espectro Tipo 2	
	Contínuo	1º Modo	Contínuo	1º Modo	Contínuo	1º Modo	Contínuo	1º Modo
C. Cabral	0.021	0.023	0.014	0.015	0.038	0.050	0.026	0.033
Parnaso	0.029	0.034	0.019	0.022	0.025	0.027	0.017	0.019
I. Santo	0.075	0.093	0.032	0.038	0.138	0.138	0.073	0.073

#### 4.5.2. PERFIS DE DESLOCAMENTOS, DRIFTS, CORTE E DUCTILIDADES DO BLOCO DE COSTA CABRAL

O passo seguinte consistiu na aplicação de carregamentos laterais, segundo as duas configurações, até os deslocamentos de topo atingirem os valores apresentados na tabela 4.7.

Desta forma é possível registar os deslocamentos esperados em cada piso assim como drifts esperados (diferencial de deslocamento horizontal entre dois pisos consecutivos em percentagem da altura do piso), perfis de corte da estrutura e também as ductilidades exigidas pela acção sísmica.

De referir ainda que os valores das ductilidades foram obtidas para cada elemento através do quociente entre a curvatura última para o ponto de desempenho e a curvatura de cedência para essa mesma secção. Estes resultados foram organizados e agrupados por pisos sendo apresentados os valores médios para cada um dos carregamentos e o valor máximo de ductilidade registado.



#### 4.5.2.1. Direcção Transversal

Nas figuras 4.24 e 4.25 apresentam-se os resultados do edifício de Costa Cabral para a direcção transversal.

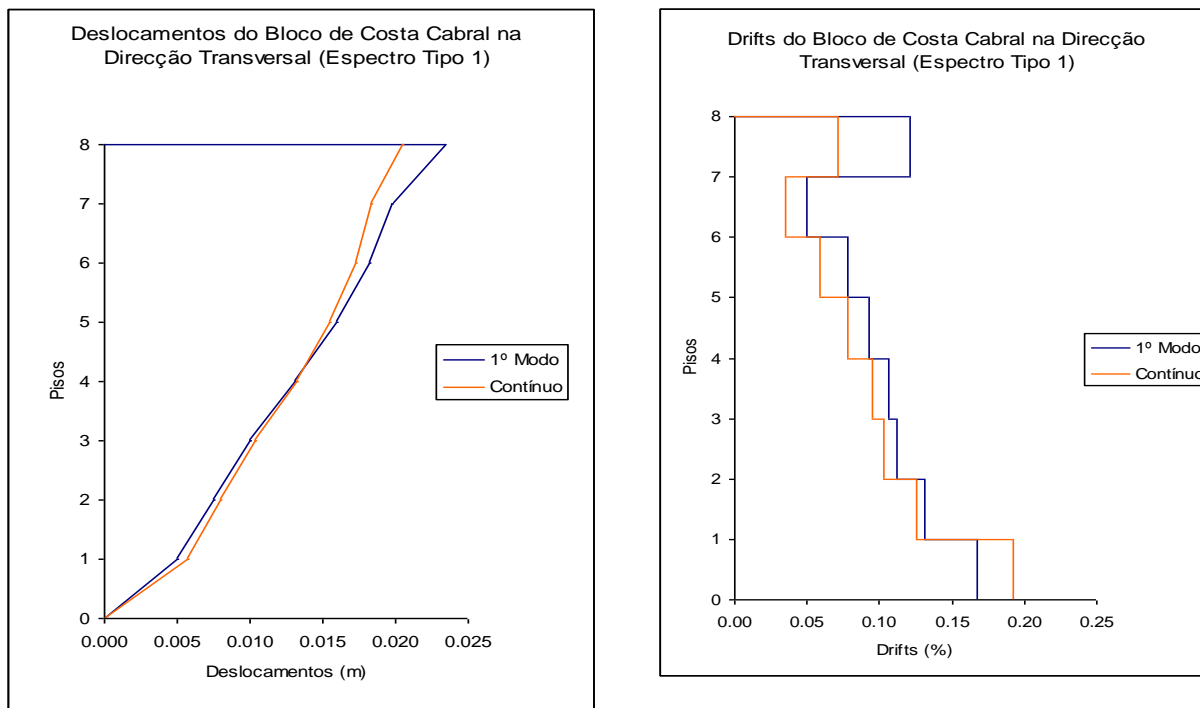


Fig.4.24 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Bloco de Costa Cabral (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

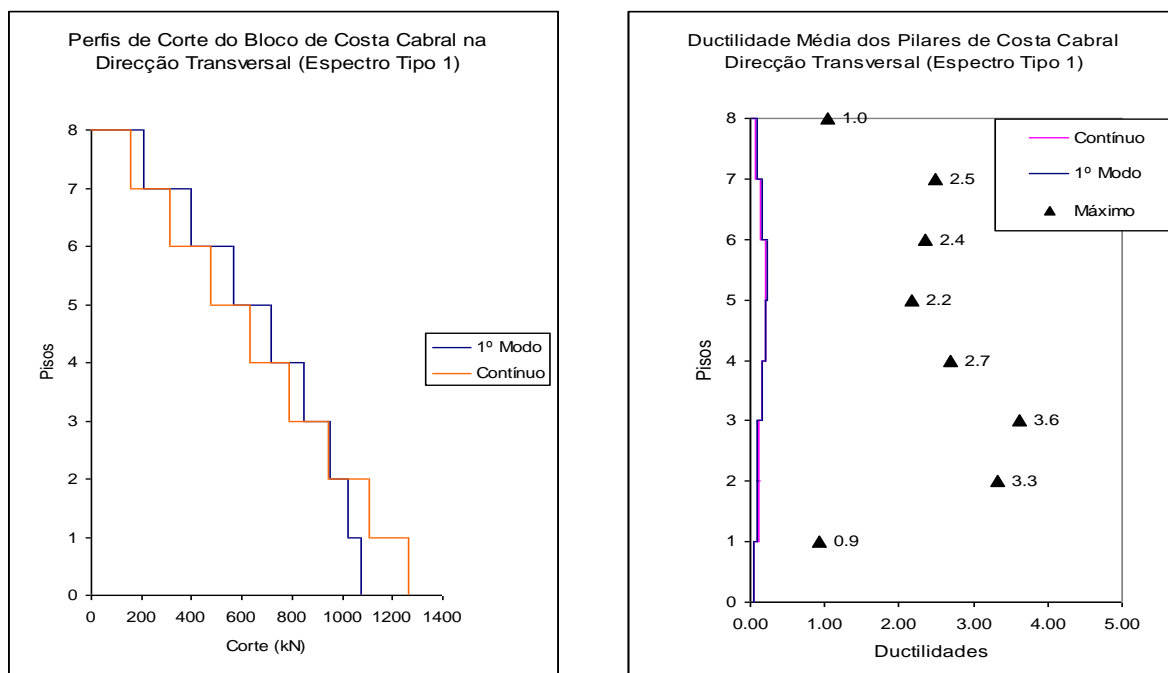


Fig.4.25 – Perfil de corte e de ductilidades do Bloco de Costa Cabral (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

Da análise é possível efectuar alguns comentários:

- O deslocamento máximo no topo da estrutura do Bloco de Costa Cabral na direcção transversal é de aproximadamente 2.5cm para o carregamento do 1º modo e de 2.0cm para uma carregamento contínuo. A estes valores corresponde um drift global de 0.12% para o carregamento do 1º modo e de 0.10% para o contínuo
- O drift máximo é atingido ao nível do primeiro piso e tem um valor aproximado de 0.20%. Este valor é atingido para um carregamento de forças lateral constante. De facto, este tipo de distribuição das forças de inércia e apesar de serem atingidos valores no topo do edifício menores, origina nos pisos inferiores deslocamentos ligeiramente superiores aos atingidos por um carregamento seguindo o 1º modo de vibração;
- Tal como seria de esperar as duas configurações de carregamento originam perfis de corte diferentes nos pisos. O perfil contínuo sobrecarrega os pisos inferiores enquanto a configuração do 1º modo tem um efeito mais gravoso para os pisos superiores. Os valores máximos de corte no 1º piso são da ordem dos 1300kN para uma configuração contínua e de 1100kN para a configuração do 1º modo.
- O gráfico das ductilidades demonstra que as ductilidades médias em todos os pisos não ultrapassam a unidade, no entanto, do piso 2 ao 7 há elementos que registam valores de ductilidade superiores (entre dois e três).

#### 4.5.2.2. Direcção Longitudinal

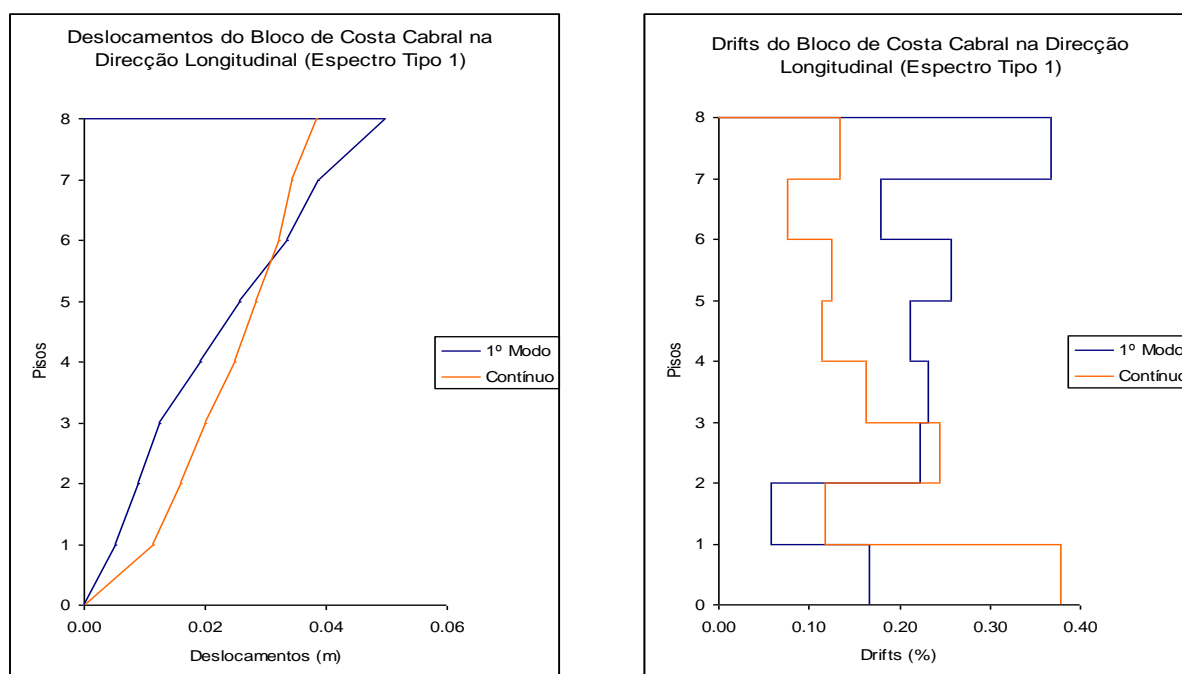


Fig.4.26 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Bloco de Costa Cabral (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

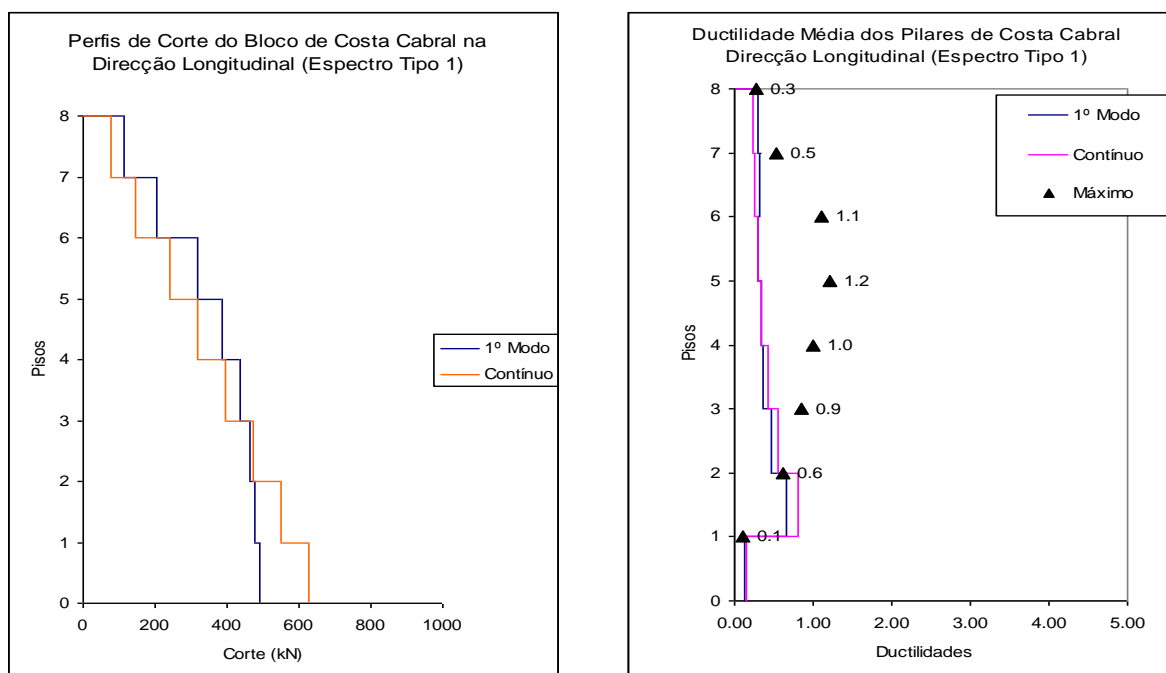


Fig.4.27 – Perfil de corte e de ductilidades do Bloco de Costa Cabral (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

Da análise das figuras 4.26 e 4.27 é possível efectuar alguns comentários:

- O deslocamento máximo no topo da estrutura na direcção longitudinal é de aproximadamente 4.5cm para o carregamento do 1º modo a que corresponde um drift global de 0.21%. Para o carregamento contínuo o deslocamento de topo regista o valor de 4.0 cm. Estes valores são claramente superiores aos da direcção transversal, pois esta direcção apresenta menor rigidez (pórticos principais estão orientados segundo a direcção transversal);
- O drift máximo é atingido ao nível do primeiro e do último piso e tem um valor aproximado de 0.40%. Este valor é atingido para um carregamento de forças lateral constante no caso do 1º piso e pelo carregamento do 1º modo no caso do último piso;
- O perfil contínuo sobrecarrega os pisos inferiores enquanto a configuração do 1º modo tem um efeito mais gravoso para os pisos superiores. Os valores máximos de corte no 1º piso são da ordem dos 600kN para uma configuração contínua e de 500kN para a configuração do 1º modo.
- Quanto às ductilidades dos pilares esta estrutura apresenta valores inferiores à unidade (com excepção de um elemento pontual ao nível do sexto piso), isto implica que a resposta da estrutura seja essencialmente em regime linear elástico nesta direcção porque não há vigas, facto que torna o edifício bastante flexível nesta direcção.

### 4.5.3. PERFIS DE DESLOCAMENTOS, DRIFTS, CORTE E DUCTILIDADES DO EDIFÍCIO PARNASO

#### 4.5.3.1. Direcção Transversal

As figuras 4.28 e 4.29 representam os resultados do edifício Parnaso.

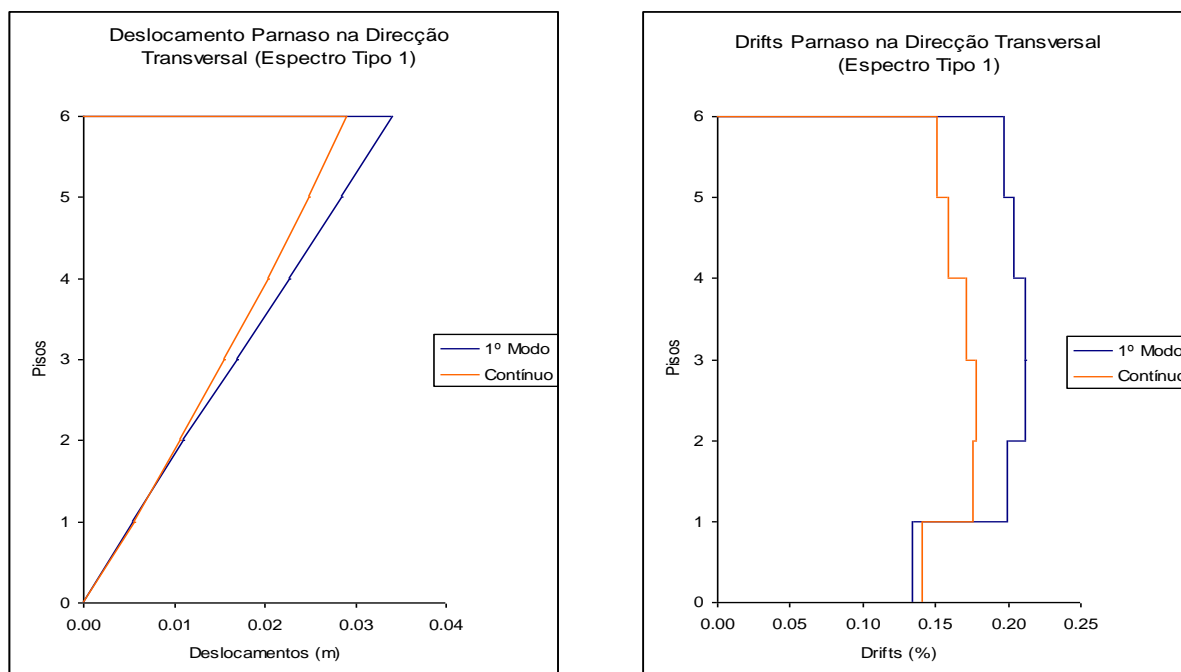


Fig.4.28 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício Parnaso (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

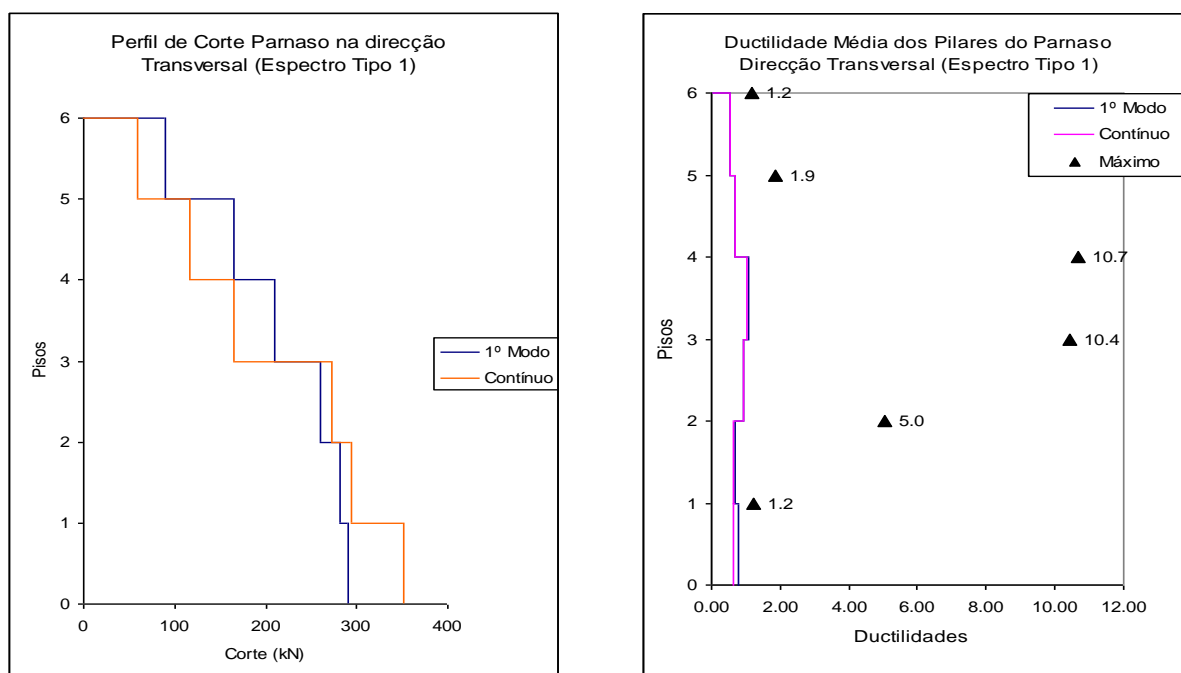


Fig.4.29 – Perfil de corte e de ductilidades do Edifício Parnaso (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

Da observação das figuras 4.28 e 4.29 é possível concluir o seguinte:

- O edifício Parnaso na direcção transversal apresenta um drift global igual a 0.18% para o carregamento do 1º modo e para o carregamento contínuo o valor do drift global é aproximadamente igual a 0.16%. Em termos locais os valores máximos de drift registados são de 0.20%. De referir ainda que a diminuição do drift ao nível do rés-do-chão se deve ao facto deste piso apresentar maior altura.
- Os valores máximos de corte no 1º piso são da ordem dos 350kN para uma configuração contínua e de 300kN para a configuração do 1º modo.
- No que diz respeito às ductilidades médias todos os pisos apresentam valores superiores à unidade com excepção do piso 3 que apresenta uma ductilidade média aproximadamente igual a 1. Isto significa que os pilares correspondentes a estes pisos atingiram níveis de curvatura superiores ao limite de linearidade material da secção o que implica que para a acção sísmica espectral estes elementos plastificam. Em termos de ductilidade máxima, esta é atingida ao nível do 4º piso com um valor de 10.7.

#### 4.5.3.2. Direcção Longitudinal

Nas figuras 4.30 e 4.31 apresentam-se os resultados da análise não-linear estática para o edifício Parnaso na direcção longitudinal.

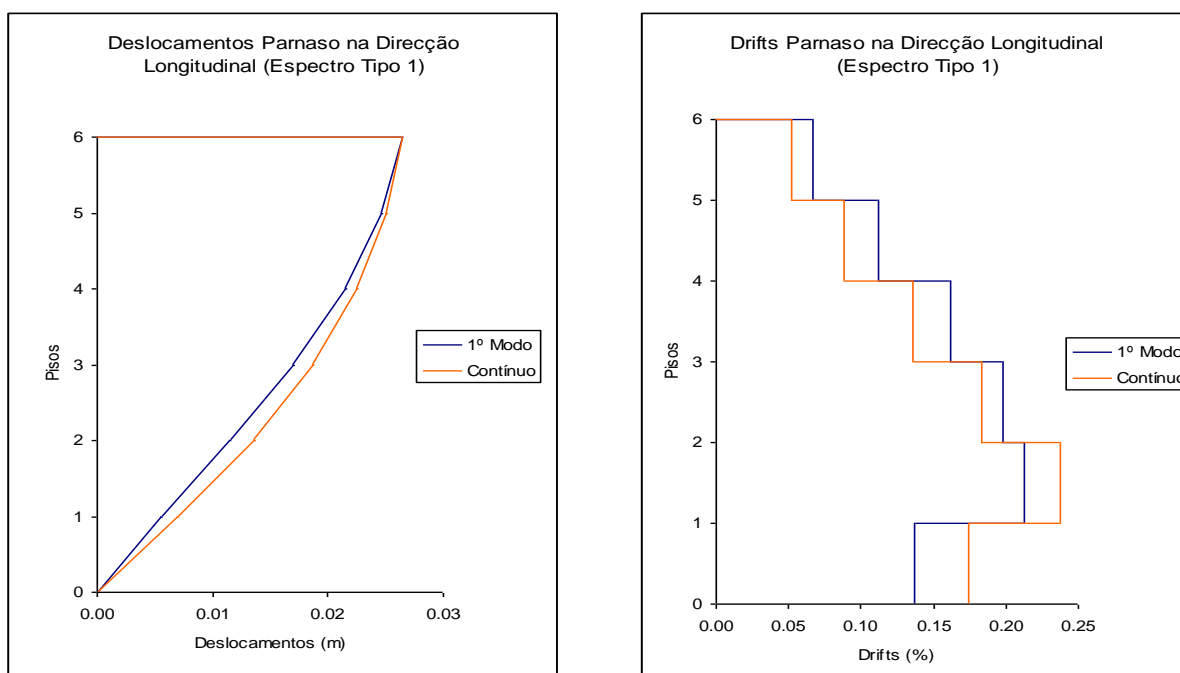


Fig.4.30 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício Parnaso (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

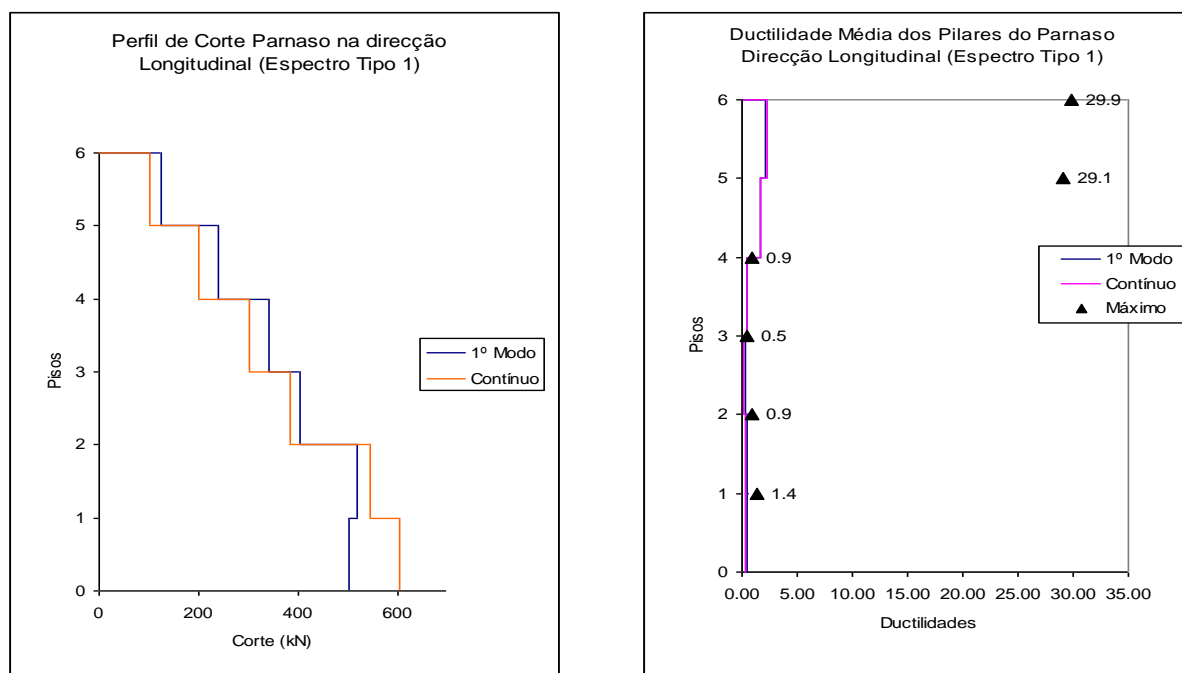


Fig.4.31 – Perfil de corte e de deslocamentos do Edifício Parnaso (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

Da observação das figuras 4.30 e 4.31 é possível concluir o seguinte:

- O deslocamento máximo no topo do edifício é de aproximadamente 2.5cm para qualquer dos dois carregamentos. Este valor é inferior aos deslocamentos atingidos na direcção transversal, uma vez os pórticos principais estão orientados na direcção longitudinal.
- Os drifts máximos surgem no 2º piso com um valor de aproximadamente 0.25% para um carregamento com a configuração do 1º modo e 0.20% para a configuração de carregamento contínua;
- Os valores máximos de corte no 1º piso são da ordem dos 600kN para uma configuração contínua e de 500kN para a configuração do 1º modo.
- Os pisos 1,2,3 e 4 apresentam ductilidades médias inferiores à unidade enquanto nos últimos dois pisos este parâmetro assume em valor de aproximadamente igual a 2. As ductilidades máximas seguem a tendência referida para a média, tendo-se registado picos de ductilidade bastante elevados nos dois últimos pisos com valores aproximadamente iguais a 30.

#### 4.5.4. PERFIS DE DESLOCAMENTOS, DRIFTS, CORTE E DUCTILIDADES DO EDIFÍCIO DA AV. INFANTE SANTO

##### 4.5.4.1. Direcção Transversal

Nas figuras 4.32 e 4.33 apresentam-se os resultados da estrutura do edifício de Infante Santo na direcção transversal.

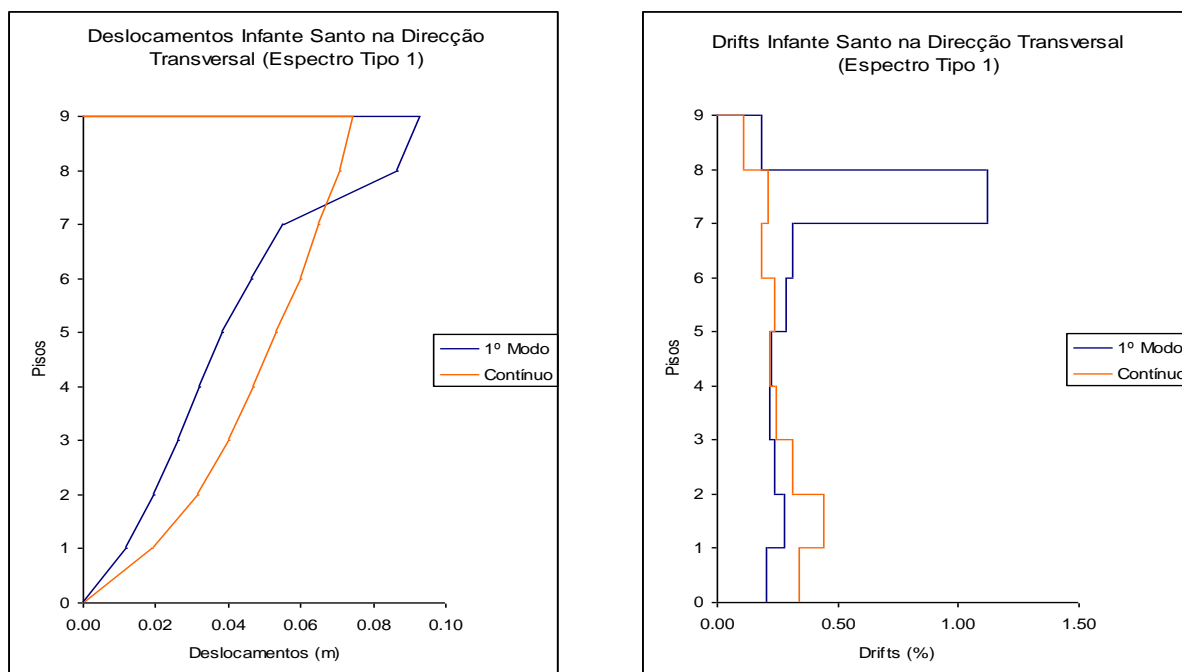


Fig.4.32 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício da Avenida Infante Santo (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

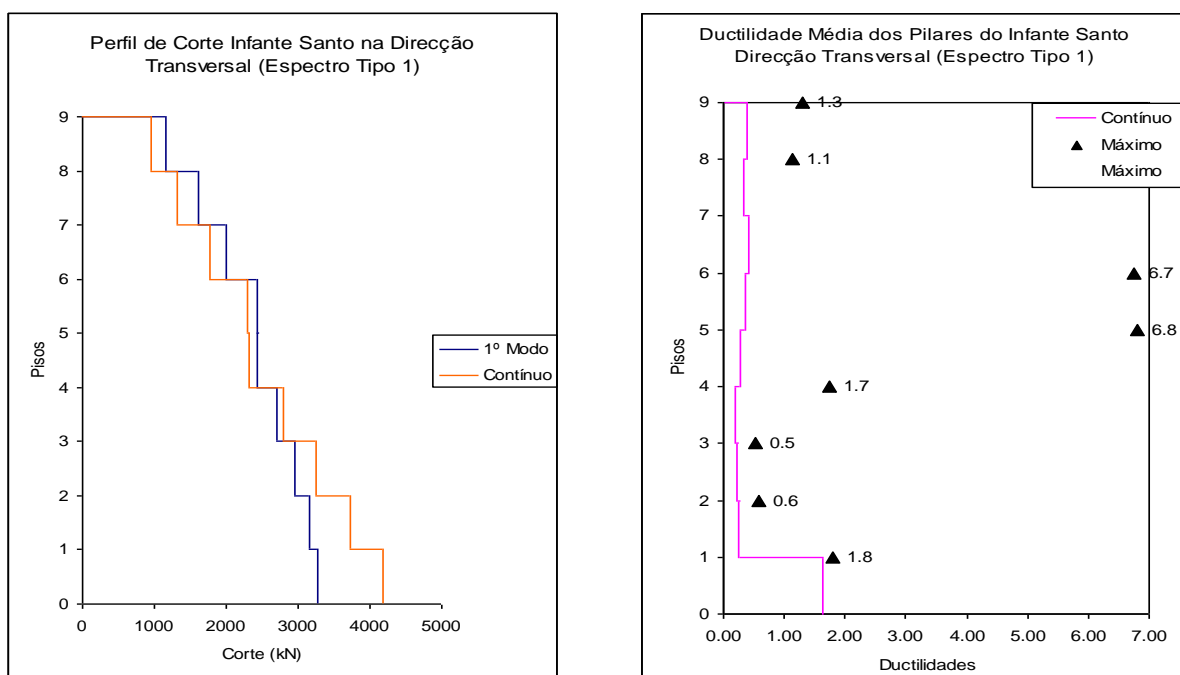


Fig.4.33 – Perfil de corte e de ductilidades do Edifício da Avenida Infante Santo (direcção transversal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

Da observação das figuras 4.32 e 4.33 é possível concluir o seguinte:

- O deslocamento máximo no topo da estrutura na direcção transversal é de aproximadamente 9.0cm para um carregamento segundo a configuração do 1º modo e de aproximadamente igual a 8.0cm para o carregamento contínuo a que correspondem respectivamente, drifts globais de 0.32% e 0.28%;
- O drift máximo surge no 8º piso com um valor de aproximadamente 1.20% para um carregamento com a configuração do 1º modo. De destacar que o drift dos restantes pisos é de aproximadamente igual a 0.4% tal como para um carregamento contínuo. Assim um carregamento lateral com a configuração do primeiro modo de vibração é muito penalizante para o piso 8 a partir de valores elevados de deslocamento horizontal;
- Os valores máximos de corte no 1º piso são da ordem dos 4200kN para uma configuração contínua e de 3300kN para a configuração do 1º modo.
- A ductilidade média exigida a esta estrutura é baixa, ultrapassando o valor unitário apenas nos pisos 1,5,6 e 7. Os elementos com ductilidade máxima localizam-se no 5º piso com o valor de aproximadamente 7.

#### 4.5.4.2. Direcção Longitudinal

Nas figuras 4.34 e 4.35 apresentam-se os gráficos da estrutura do edifício de Infante Santo para a direcção longitudinal.

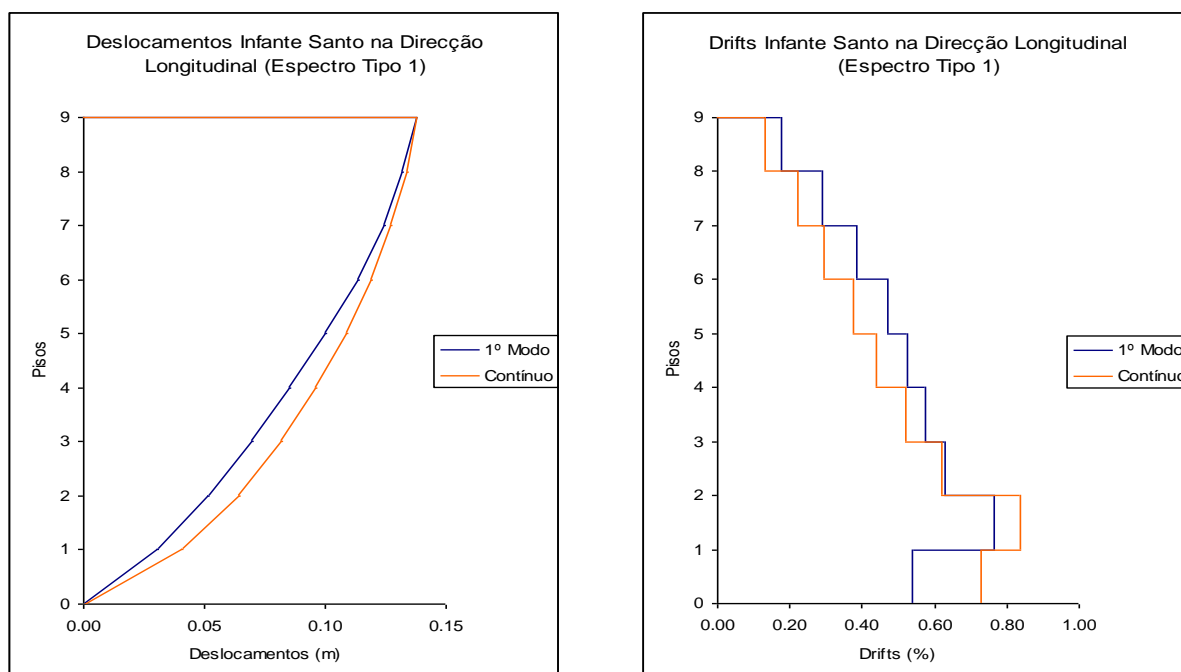


Fig.4.34 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício da Avenida Infante Santo (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)



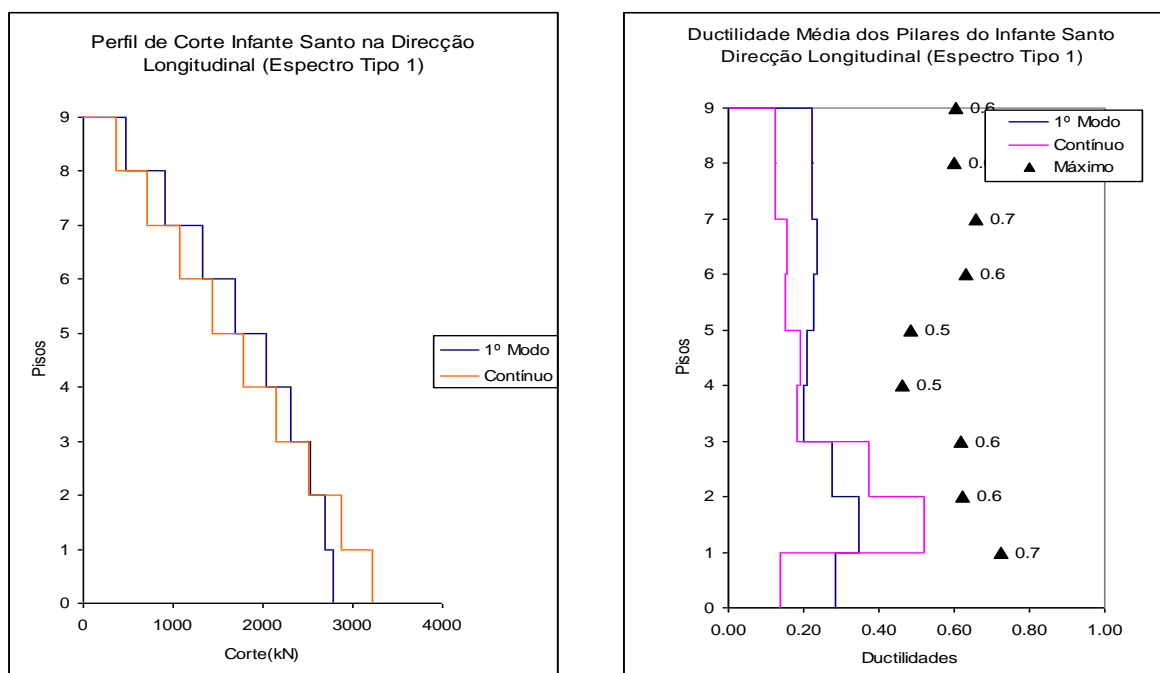


Fig.4.35 – Perfil de corte e de ductilidades do Edifício da Avenida Infante Santo (direcção longitudinal) para a acção espectral correspondente a um sismo afastado (Tipo 1)

Da observação das figuras 4.34 e 4.35 é possível concluir o seguinte:

- O deslocamento máximo no topo do edifício é de aproximadamente 13.0cm para as duas configurações de carregamento estudadas correspondendo a um drift global de 0.45%. O drift máximo surge no 2º piso com um valor de aproximadamente 0.85 para um carregamento contínuo e um valor de 0.80% para um carregamento proporcional ao 1º modo;
- Os valores máximos de corte no 1º piso são da ordem dos 3200kN para uma configuração contínua e de 2800kN para a configuração do 1º modo.
- Os valores de ductilidade, quer no que se refere a valores medios que nos valores máximo, são inferiores à unidade pelo que se constata que a resposta da estrutura é feita em regime linear elástico.

#### 4.5.5. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

Para a verificação da segurança do edifício foram comparados os valores de drift máximo com valores de drift limite indicados em normas internacionais, associados a estados limite de desempenho para vários níveis de acção sísmica.

Assim, foram considerados os limites de drift apresentados por dois documentos internacionais, nomeadamente: o ATC-40 (1996), indicado no quadro 4.8 e SAEOC-VISION 2000 (1995), resumidos no quadro 4.9.

Quadro 4.8 - Limites de drift de acordo com o ATC-40 (1996)

Estado Limite				
	Ocupação imediata	Controlo de danos	Salvaguarda de Vidas	Estabilidade Estrutural
<i>Drift Limite</i>	1%	1-2%	2%	$0.33 \frac{V_i}{P_i} \approx 7\%$

Quadro 4.9 - Limites de drift de acordo com o VISION-2000 (1995)

Estado Limite				
	Completamente operacional	Operacional	Risco de perda de vidas	Colapso
<i>Drift Limite</i>	0.2%	0.5%	1.5%	2.5%

Os espectros de resposta da EN 1998-1 utilizados na análise efectuada estão associados a um sismo com um período de retorno de 475 anos.

Tal como referido no ponto 2.2 deste trabalho a cada um dos objectivos de desempenho apresentados nos quadros 4.8 e 4.9 estão também associados diferentes níveis de desempenho. Assim as limitações de drift associadas a um sismo com um período de retorno de 475 anos correspondem no caso do ATC40 a 2% (salvaguarda de Vidas) e no caso do VISION-2000 (risco de perda de vida) a 1.5%. Para os três edifícios em estudo estes limites são cumpridos.

De realçar ainda que para o edifício da Avenida Infante Santo e apesar de através desta análise se considerar que são cumpridos os limites regulamentares, existe um fenómeno de *soft-storey* ao nível do 1º piso que não é evidente pelo facto de não se modelar as paredes divisórias.

## 5

## RESULTADOS DA ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA DOS EDIFÍCIOS EM ESTUDO

### 5.1. INTRODUÇÃO

Foram realizadas análises não-lineares dinâmicas aos três edifícios em estudo, tornando-se possível a comparação entre análise não-lineares estáticas e dinâmicas, ou seja, será possível a validação dos resultados obtidos por via simplificada (estática).

O programa de cálculo (PORANL) e os modelos numéricos, incluindo carregamentos e massas utilizados para determinação dos resultados da análise dinâmica são os mesmos que foram descritos no capítulo quatro para as análises não-lineares estáticas.

Quanto ao modelo de comportamento material subjacente ao programa de cálculo automático utilizado na análise não-linear dinâmica permite simular o comportamento não-linear de elementos de betão armado sujeito a carregamentos repetidos e alternados, com possibilidade de representar a degradação de rigidez com a deformação, a degradação de rigidez após inversão do carregamento, a degradação de resistência e o efeito de aperto (Rodrigues, 2005)

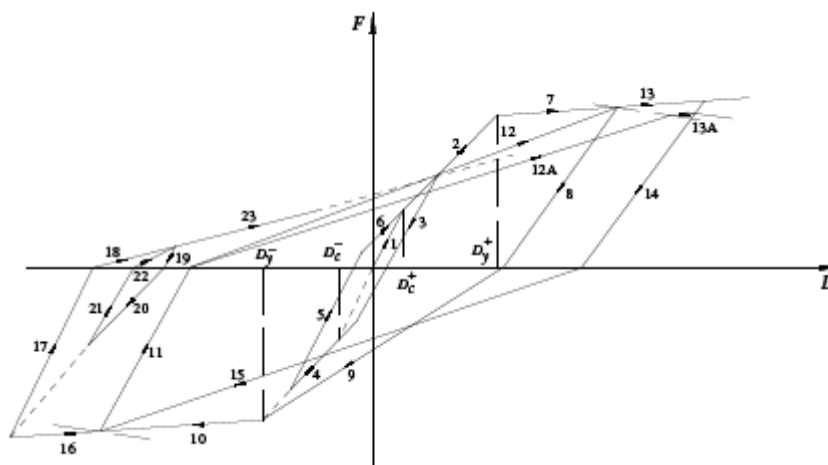


Fig.5.1 – Regras de histerese associadas ao modelo não-linear em flexão (Varum, 1996)

O comportamento hysterético é definido através de uma curva tri-linear de comportamento do material apresentada no ponto 4.1.2 deste trabalho.

A acção sísmica foi definida com acelerogramas gerados artificialmente com recurso ao programa SIMQKE (Vanmarke et al, 1976) de forma a respeitar o espectro de resposta do EC8 para os casos em estudo. Assim, foram gerados dez sismos com duração de 10 segundos e dez sismos com duração de 30 segundos, respectivamente associados à acção sísmica próxima e afastada.

São apresentados apenas os resultados correspondentes à acção do Tipo 1 pois esta permitirá comparar com os resultados da análise estática.

## 5.2. RESULTADOS DE ANÁLISE DINÂMICA AO BLOCO DE COSTA CABRAL

### 5.2.1. DIRECÇÃO TRANSVERSAL

Na figura 5.2 e 5.3 apresentam-se os resultados obtidos através da análise dinâmica e no quadro 5.1 representa-se a comparação entre estes valores e os valores da análise estática.

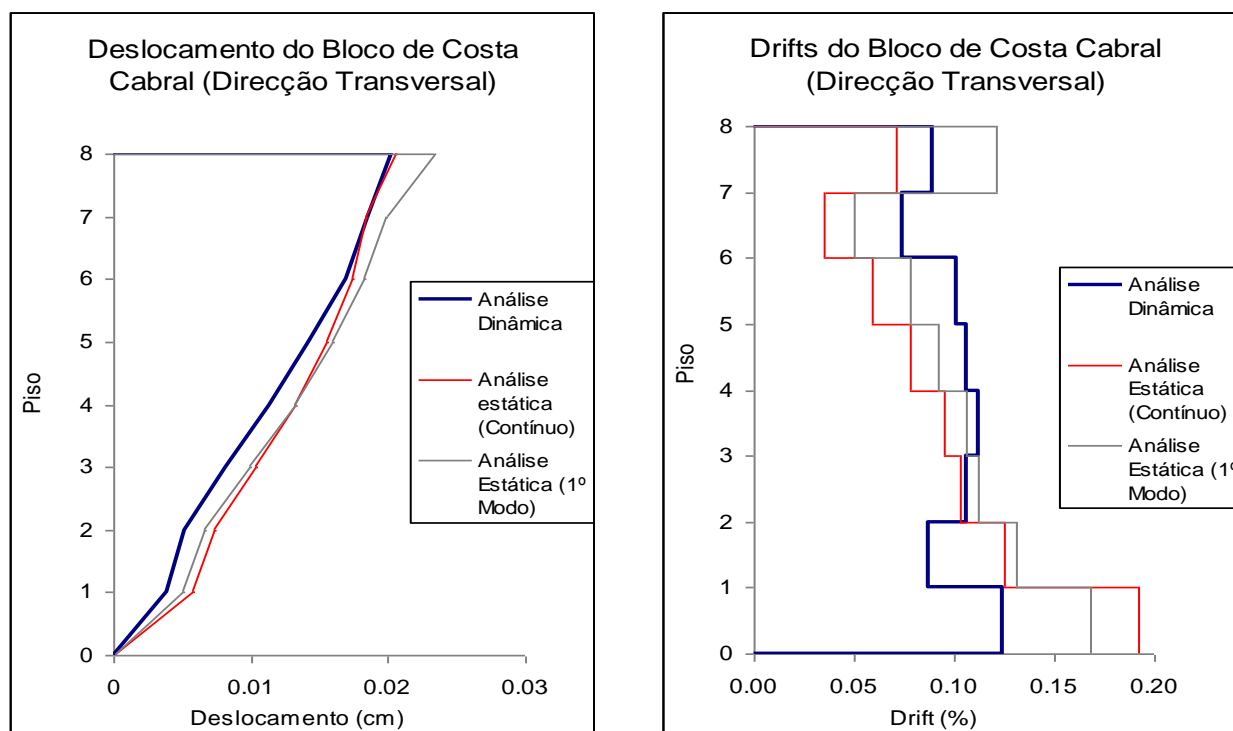


Fig.5.2 – Perfil de deslocamentos e drifts do Bloco de Costa Cabral (direcção transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

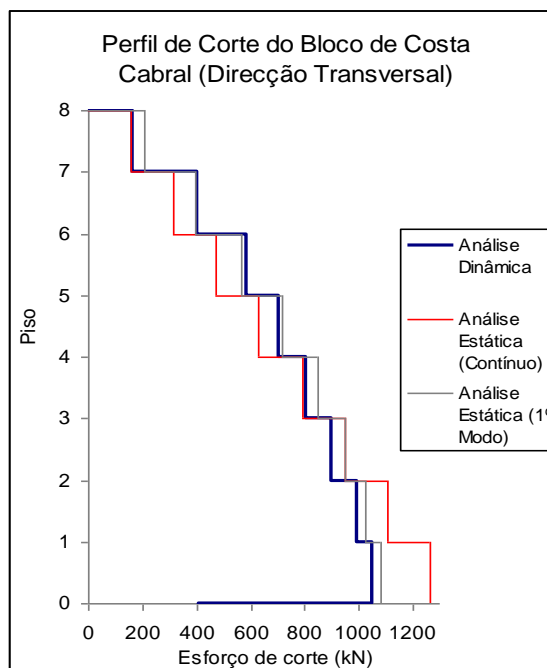


Fig.5.3 – Perfil de corte e do Bloco de Costa Cabral (direcção transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

Quadro 5.1 – Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o Bloco de Costa Cabral na direcção transversal

	Deslocamento Máximo (cm)	Drift Máximo (%)	Corte Máximo (kN)
Análise Estática (Contínuo)	2.0	0.19	1070
Análise Estática (1º Modo)	2.3	0.17	1100
Análise Dinâmica	2.0	0.13	1250

Da observação do quadro 5.1 é possível concluir que a análise estática conduziu a valores de *drifts* superiores aos valores da análise dinâmica, enquanto o valor máximo de corte registado por via simplificada foi inferior. No entanto, as variações registadas entre as duas análises não são significativas podendo-se considerar que a metodologia simplificada conduziu a valores aceitáveis nos três parâmetros estudados e dessa forma considera-se validada a verificação de segurança efectuada no capítulo 4 deste trabalho.

### 5.2.2. DIRECÇÃO LONGITUDINAL

Na figura 5.4 e 5.5 apresentam-se os resultados obtidos através da análise dinâmica e no quadro 5.3 representa-se a comparação entre estes valores e os valores da análise estática.

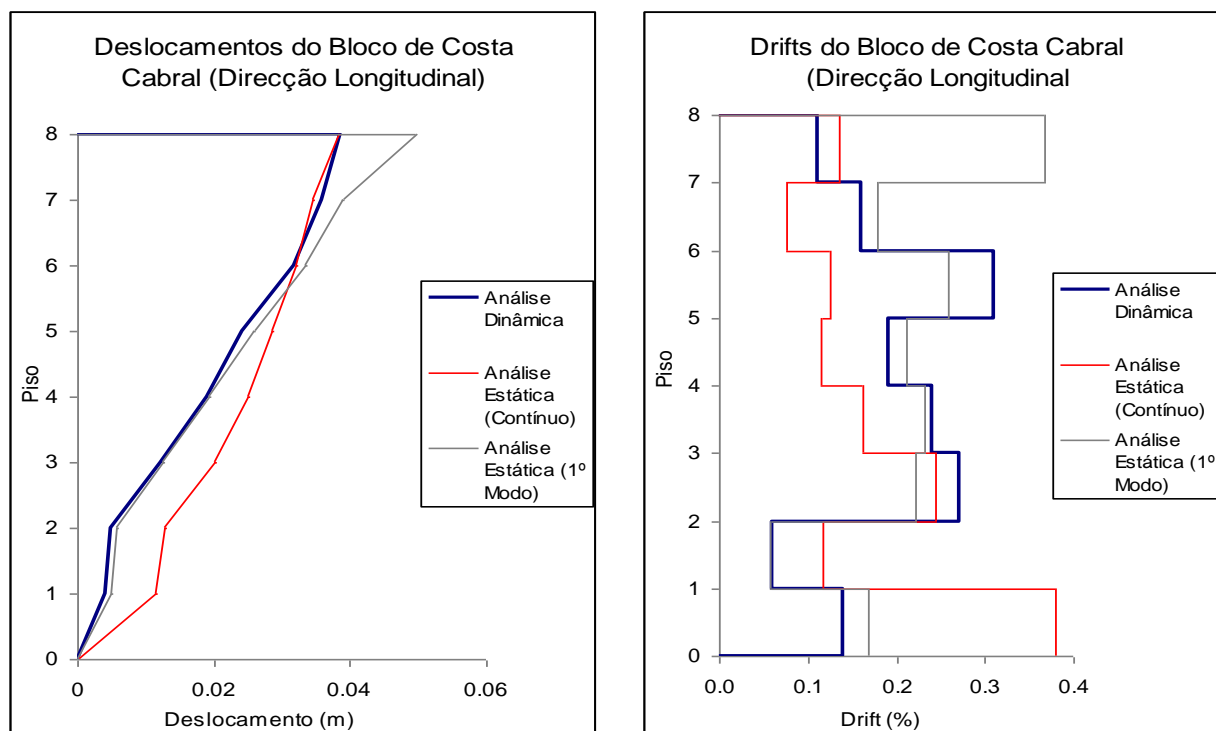


Fig.5.4 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Bloco de Costa Cabral (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

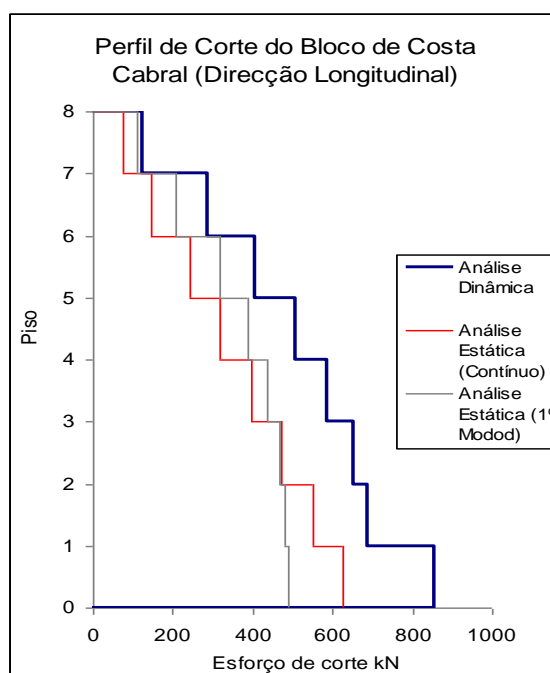


Fig.5.5 – Perfil de corte do Bloco de Costa Cabral (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

Quadro 5.2 – Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o Bloco de Costa Cabral na direcção longitudinal

	Deslocamento Máximo (cm)	Drift Máximo (%)	Corte Máximo (kN)
Análise Estática (Contínuo)	3.8	0.40	650
Análise Estática (1º Modo)	4.5	0.40	500
Análise Dinâmica	3.8	0.30	850

À semelhança com as conclusões retiradas para a direcção transversal do Bloco de Costa Cabral, também na direcção longitudinal existe uma sobrevalorização dos resultados obtidos pela análise estática em relação ao parâmetro deslocamento e drift, tendo-se registado por esta análise valores de corte máximo inferiores aos obtidos por via dinâmica.

A ordem de grandeza dos resultados obtidos por estas duas metodologias é semelhante pelo que se considera, também nesta direcção, validadas as conclusões retiradas sobre a verificação de seguranças deste edifício.

### 5.3. RESULTADOS DE ANÁLISE DINÂMICA AO EDIFÍCIO PARNASO

#### 5.3.1. DIRECÇÃO TRANSVERSAL

Na figura 5.6 e 5.7 apresentam-se os resultados obtidos através da análise dinâmica e no quadro 5.3 representa-se a comparação entre estes valores e os valores da análise estática.

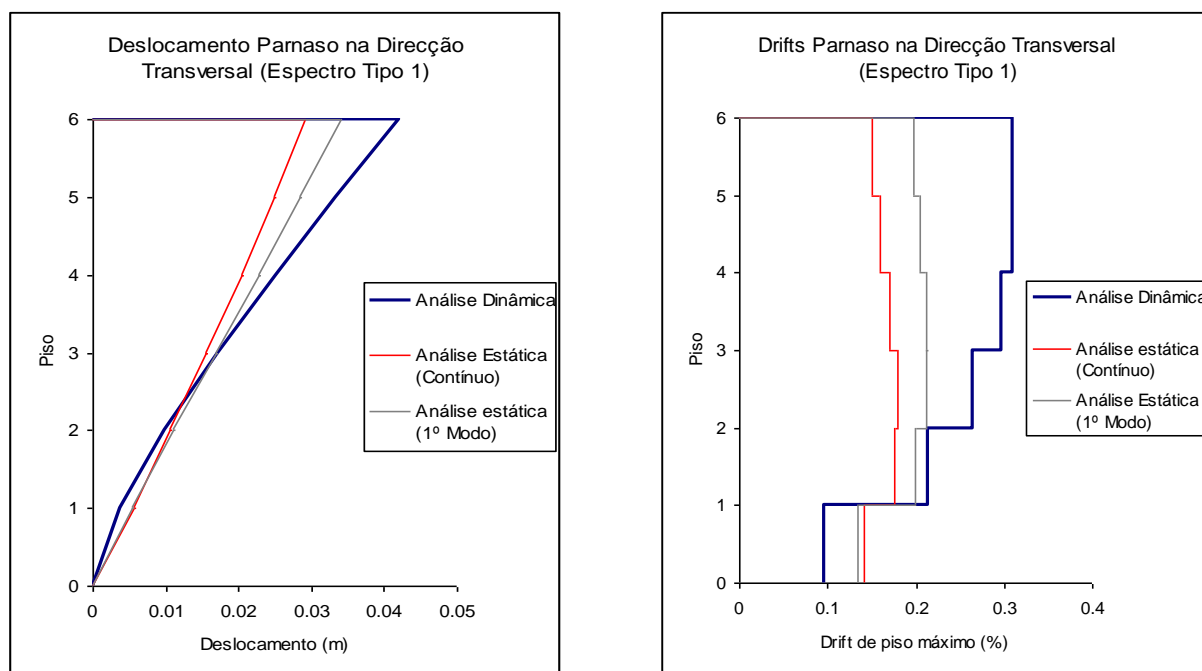


Fig.5.6 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício Parnaso Santo (transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

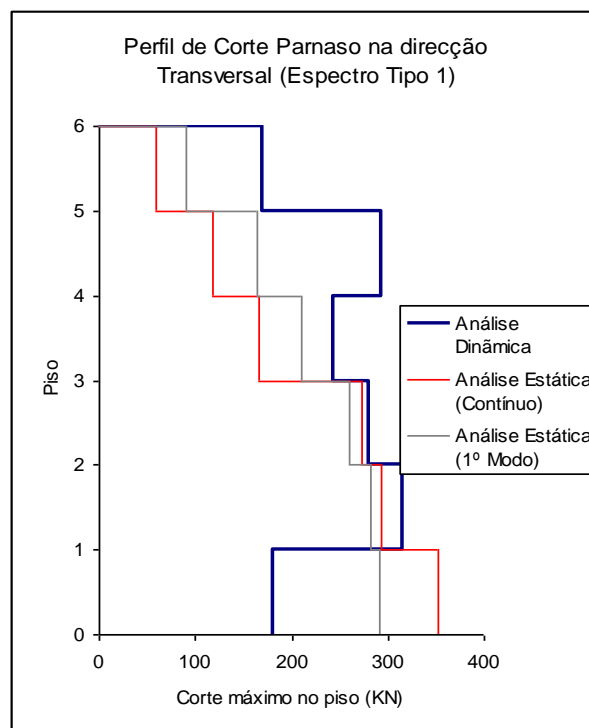


Fig.5.7 – Perfil de corte do Edifício Parnaso (transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

Quadro 5.3 – Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o edifício Parnaso na direcção transversal

	Deslocamento Máximo (cm)	Drift Máximo (%)	Corte Máximo (kN)
Análise Estática (Contínuo)	2.5	0.20	650
Análise Estática (1º Modo)	3.0	0.16	500
Análise Dinâmica	4.2	0.30	850

A análise dinâmica conduziu a resultados superiores, considerando-se portanto que para a estrutura do edifício Parnaso na direcção transversal. No entanto, os resultados da análise simplificada para o valor de drift de piso continuam a ser muito inferior aos recomendados pelos documentos ATC40 e VISION2000 pelo que se considera verificada a segurança.

Para esta estrutura o método simplificado conduziu a valores de desvio nos resultados em alguns pisos de aproximadamente 50%, pelo que se considera que esta metodologia não proporcionou uma boa aproximação do método não-linear dinâmico.



### 5.3.2. DIRECÇÃO LONGITUDINAL

Na figura 5.8 e 5.9 apresentam-se os resultados obtidos através da análise dinâmica e no quadro 5.4 representa-se a comparação entre estes valores e os valores da análise estática.

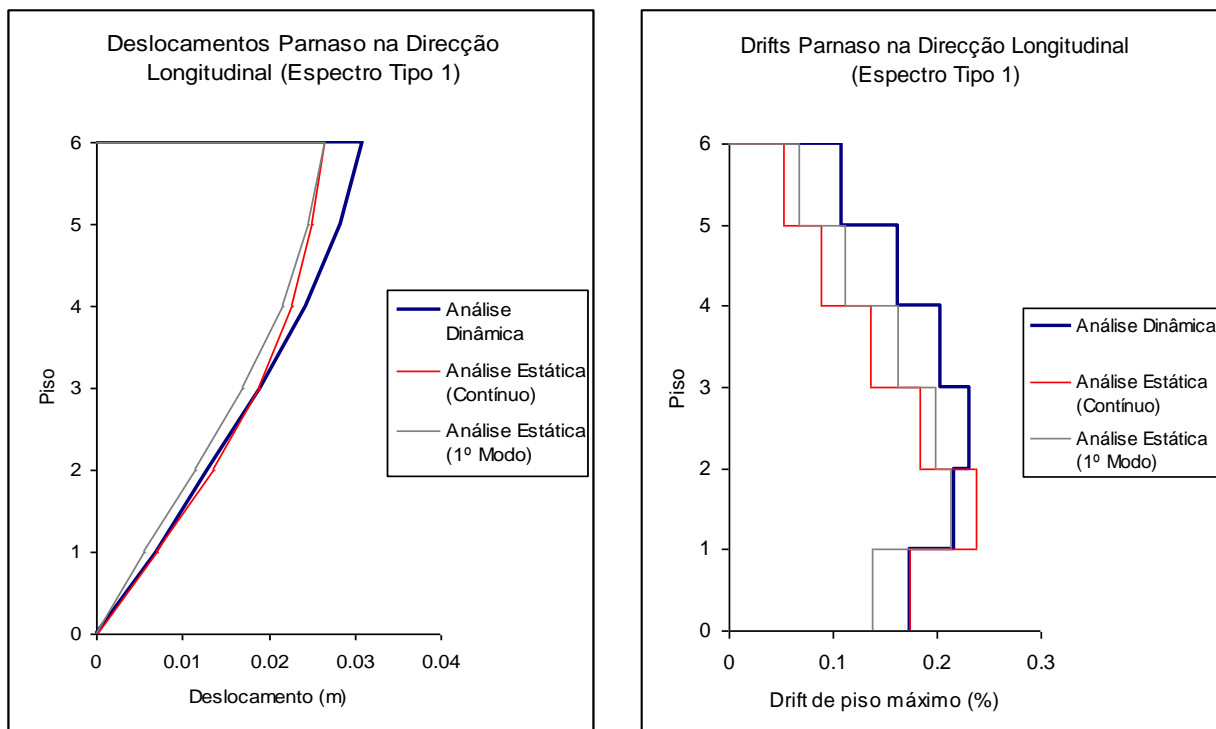


Fig.5.8 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício Parnaso (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

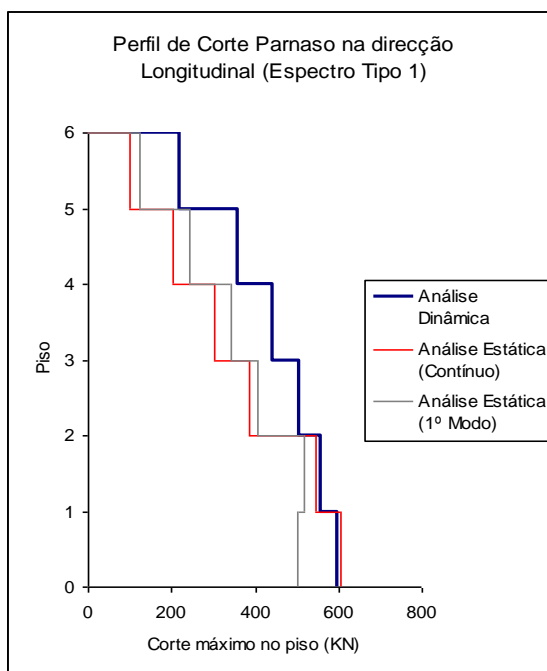


Fig.5.9 – Perfil de corte do Edifício Parnaso (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

Quadro 5.4 – Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o edifício Parnaso na direcção longitudinal

	Deslocamento Máximo (cm)	Drift Máximo (%)	Corte Máximo (kN)
Análise Estática (Contínuo)	2.7	0.22	600
Análise Estática (1º Modo)	2.7	0.24	500
Análise Dinâmica	3.2	0.23	600

Na direcção longitudinal existe um ligeiro agravamento nos deslocamentos com o recurso à análise dinâmica, sendo que os valores máximos de drift e força de corte são semelhantes.

Nesta direcção o método simplificado conduz a resultados com um grau de aproximação elevado aos resultados obtidos através da análise não-linear dinâmica.

Para a direcção longitudinal da estrutura resistente do edifício Parnaso considera-se os resultados obtidos por via simplificada validados e verifica-se também a verificação da segurança.

## 5.4. RESULTADOS DE ANÁLISE DINÂMICA AO EDIFÍCIO DA AVENIDA INFANTE SANTO

### 5.4.1. DIRECÇÃO TRANSVERSAL

Na figura 5.10 e 5.11 apresentam-se os resultados obtidos através da análise dinâmica e no quadro 5.5 representa-se a comparação entre estes valores e os valores da análise estática.

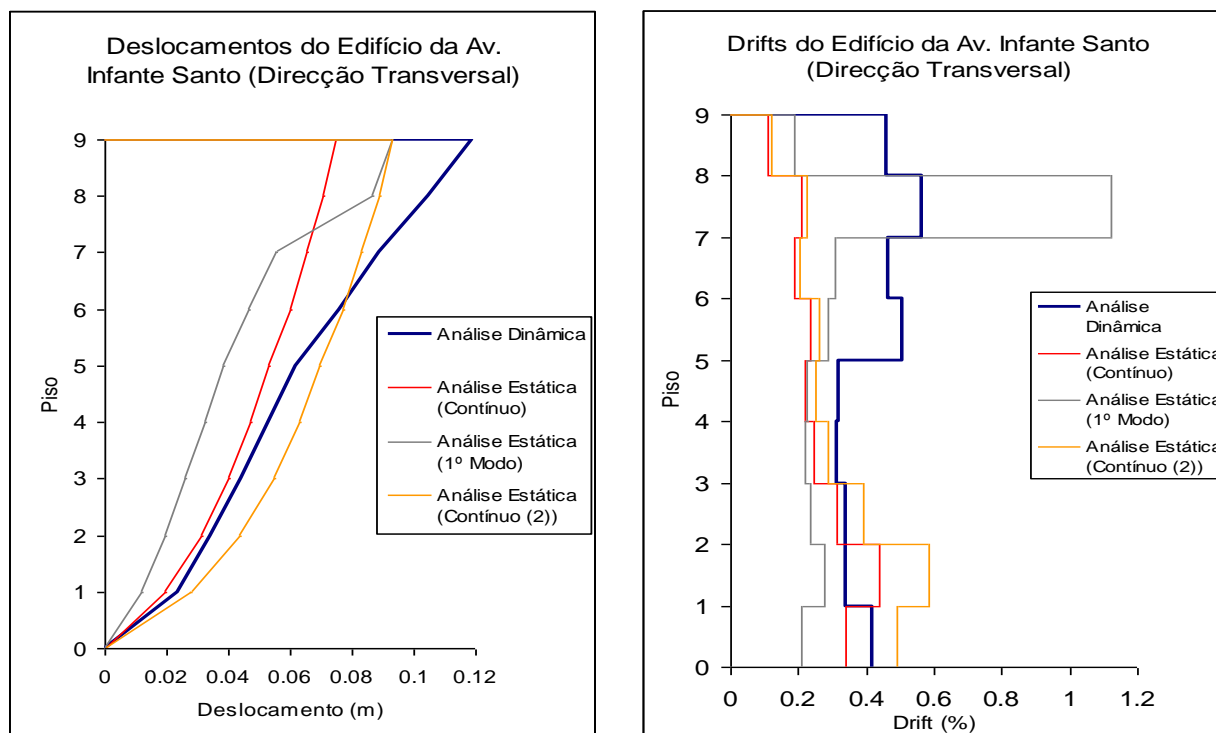


Fig.5.10 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício da Av. Infante Santo (transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

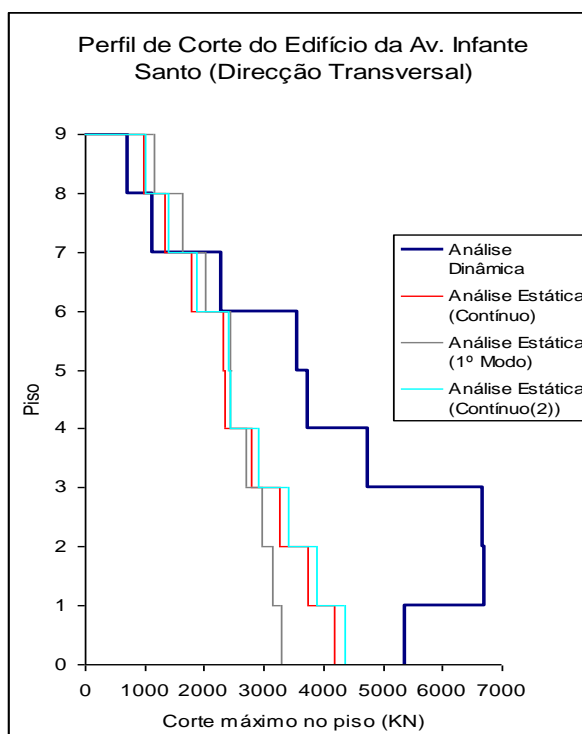


Fig.5.11 – Perfil de corte do Edifício da Av. Infante Santo (transversal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

Quadro 5.5 – Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o edifício da Av. Infante Santo na direcção transversal

	Deslocamento Máximo (cm)	Drift Máximo (%)	Corte Máximo (kN)
Análise Estática (Contínuo)	7.5	0.50	4100
Análise Estática (1º Modo)	9.3	1.20	3500
Análise Dinâmica	12.0	0.60	6900

Para este edifício os resultados das análises não-lineares dinâmicas conduziram a deslocamentos no topo da estrutura superiores aos obtidos por via simplificada. Contudo, o drift registado no piso 8 através das análises não-lineares dinâmicas, que no método simplificado tinha atingido valores muito elevados (na ordem de 1.25%), é bastante inferior, sendo o valor de aproximadamente 0.6%. Nos restantes pisos os valores são idênticos nas duas metodologias.

Com o objectivo de justificar esta divergência de valores, aplicou-se um carregamento lateral contínuo (figura 5.10 serie-contínuo (2)), assumindo uma distribuição das forças de inércia constante, até ser atingido o mesmo deslocamento de topo que tinha sido determinado. O novo drift registado para o piso 8 é bastante inferior ao valor do carregamento do 1º modo situando-se na média dos restantes pisos. Desta forma conclui-se que o comportamento dinâmico do edifício na direcção transversal, quando sujeito a acções dinâmicas, vem influenciado pelos modos de vibração superiores e desta forma justifica-se a divergência encontrada nos valores do drift do piso 8.

### 5.4.2. DIRECÇÃO LONGITUDINAL

Na figura 5.12 e 5.13 apresentam-se os resultados obtidos através da análise dinâmica e no quadro 5.6 representa-se a comparação entre estes valores e os valores da análise estática.

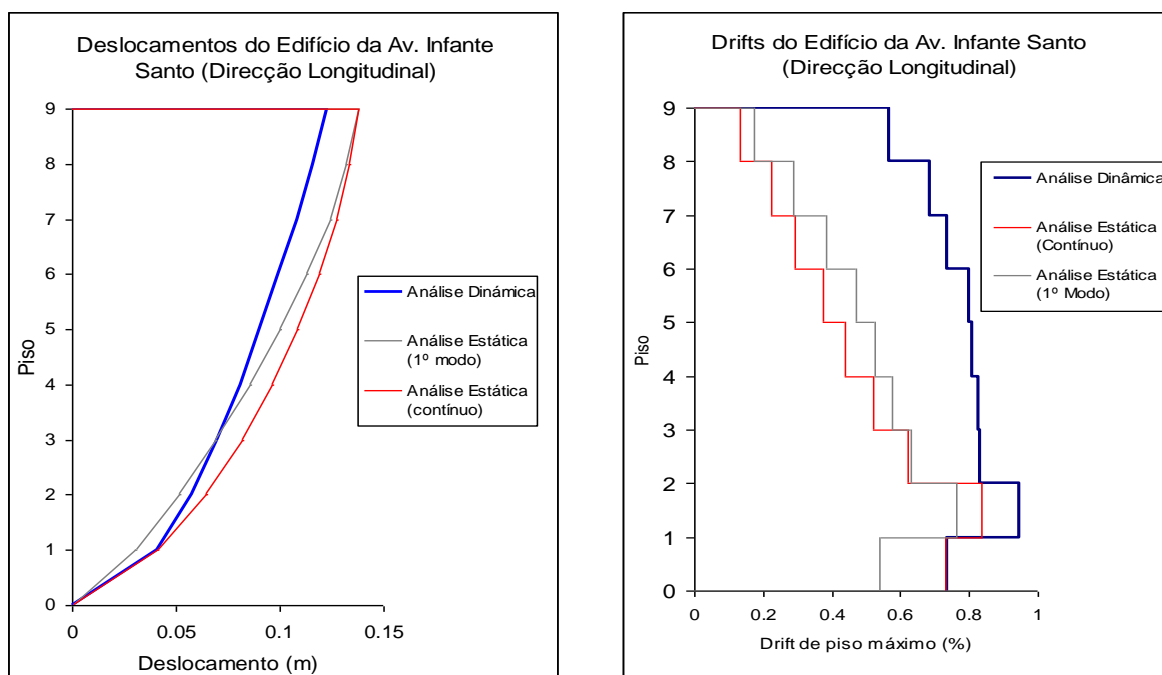


Fig.5.12 – Perfil de deslocamentos e de drifts do Edifício da Av. Infante Santo (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

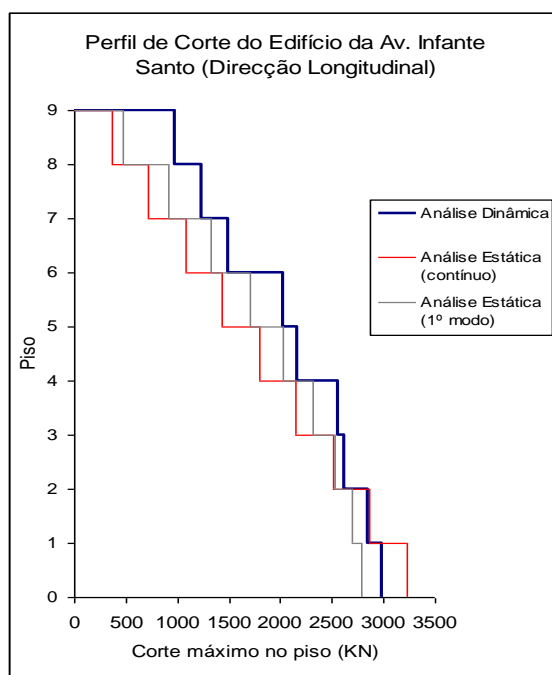


Fig.5.13 – Perfil de corte do Edifício da Av. Infante Santo (longitudinal) para a acção dinâmica correspondente a um sismo com período de retorno de 475 anos

Quadro 5.6 – Comparação dos resultados da análise estática e dinâmica para o edifício da Av. Infante Santo na direcção longitudinal

	Deslocamento Máximo (cm)	Drift Máximo (%)	Corte Máximo (kN)
Análise Estática (Contínuo)	13.0	0.85	3250
Análise Estática (1º Modo)	13.0	0.75	2750
Análise Dinâmica	11.0	0.95	3000

Na direcção Longitudinal, as análises dinâmicas conduziram a resultados semelhantes aos obtidos na análise estática (via simplificada). O deslocamento no topo foi de aproximadamente de 13cm e o drift máximo registou-se no segundo piso com o valor de 0.95%, verificando-se uma divergência reduzida em relação aos valores obtidos por análise estática.

## 5.5. CONCLUSÕES

Com estas análises é possível concluir que a segurança em relação à acção sísmica regulamentar (EN 1998-1) é garantida e que de uma forma geral, considera-se os resultados obtidos por via simplificada validados.

Estas análises têm na sua génese processos numéricos mais complexos que determinam o recurso a meios computacionais mais sofisticados e originando sempre análises mais morosas que as efectuadas no ponto quatro deste trabalho, pelo que os seus resultados são mais precisos.

Conclui-se também, que as respostas sísmicas das três estruturas estudadas não são efectuadas seguindo exclusivamente o primeiro modo de vibração e por esse facto a configuração da resposta é influenciada pelos modos de vibração superiores. Este facto justifica algumas divergências encontradas nos resultados obtidos pela vias estática e dinâmica.



# 6

## CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste capítulo é feita uma síntese do trabalho elaborado, realçando os aspectos de maior interesse. Fazem-se ainda alguns comentários aos resultados obtidos para os casos de estudo. Finalmente, referem-se alguns trabalhos que poderão ser elaborados para optimização das metodologias simplificadas.

Os principais objectivos deste trabalho foram: i) avaliação da vulnerabilidade sísmica de três edifícios através de métodos simplificados; ii) comparação dos resultados para as duas zonas sísmicas em estudo (Porto e Lisboa); iii) aplicação de uma metodologia mais rigorosa aos edifícios e comparação dos seus resultados com os obtidos por via simplificada.

A aplicação do método do espectro de capacidade aos edifícios permitiu concluir que, para a acção espectral definida na EN 1998-1, são cumpridos os limites de deslocamentos impostos no ATC-40 e no VISION-2000.

As exigências espectrais para a zona de Lisboa (zona sísmica 3 para o sismo Tipo 1) e do Porto (zona sísmica Tipo 5) são bastante diferentes, sendo mais gravosas na zona de Lisboa. Este efeito é traduzido nas acelerações de pico superiores registadas no espectro correspondente à zona sísmica de Lisboa. Este efeito resulta em maiores exigências estruturais do edifício da avenida Infante Santo, nomeadamente ao nível dos deslocamentos que se apresentam bastante superiores aos constatados para os edifícios da cidade do Porto.

As análises não-lineares dinâmicas efectuadas aos edifícios conduziram, para estruturas regulares, a resultados próximos dos que tinham sido obtidos por via simplificada com a aplicação do método espectro de capacidade.

As divergências verificadas pontualmente em alguns resultados resultam da simplificação introduzida pelo método não-linear estático ao considerar apenas a distribuição das forças de inércia segundo o primeiro modo de vibração. Assim, julga-se conveniente a consideração de um perfil lateral de carregamento proporcional aos modos de vibração mais altos e os resultados são obtidos a partir da envolvente.

Como desenvolvimento futuro seria interessante: i) aplicação dos dois métodos descritos no capítulo dois deste trabalho (N2 e Método do Coeficiente de Deslocamento), aos três edifícios em estudo e a comparação dos resultados obtidos por essas metodologias com os obtidos neste trabalho ii) desenvolvimento de uma metodologia que permitisse, no caso de edifícios cuja resposta sísmica vem

influenciada pelos modos mais altos, a aplicação de um carregamento lateral de forças ponderado que traduzisse o efeito da resposta com a influência de vários modos.



## BIBLIOGRAFIA

- [1] Albanesi, T.; Nuti, C.; Vanzi, I. - *State-of-the-Art on NonLinear Static Methods*, Londres, Reino Unido, 2002.
- [2] ATC-40. *Seismic Avaluacion and Retrofit of Concrete Building*. Redwood City, California, 1996.
- [3] Bento, R., Falcão, S., Rodrigues, F. *Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios com Base em Análises Estáticas Não Lineares*. 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, 2004.
- [4] Bhatt, C. *Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8*. Dissertação de Mestrado, Lisboa, 2007.
- [5] Carvalho, E. *Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – Consequências para o Dimensionamento Sísmico em Portugal*. 7º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Porto, 2007.
- [6] Eurocode 8. *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1*. European Committee for Standardization, Bélgica, 2003.
- [7] FEMA 356. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.
- [8] Fonseca, J. *Forma e Estrutura no Bloco de Habitação, Património Moderno em Portugal*. Dissertação de Mestrado, Porto, 2005.
- [9] Freeman, A. *Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion*. Detroit, 1978.
- [10] Freitas, R. *Estudo Numérico do Impacte da Nova Acção Sísmica Prevista no Eurocódigo 8 para o comportamento de Edifícios na região Norte de Portugal*. Dissertação de Mestrado Integrado, Porto, 2008.
- [11] Melro, D. *Comportamento Sismo-Resistente de Instalações Hospitalares*. Dissertação de Mestrado, Lisboa, 2006.
- [12] Rodrigues, H. *Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para Análise Sísmica de Edifícios*. Dissertação de Mestrado, Porto, 2005.
- [13] Varum, H. *Avaliação, Reparação e Reforço Sísmico de Edifícios Existentes*. Dissertação de Doutoramento, Aveiro, 2003.



**ANEXO 1 - SECÇÕES DOS PILARES DOS EDIFÍCIOS DE COSTA CABRAL E DA AV. INFANTE SANTO**  
**EDIFÍCIO DE COSTA CABRAL**

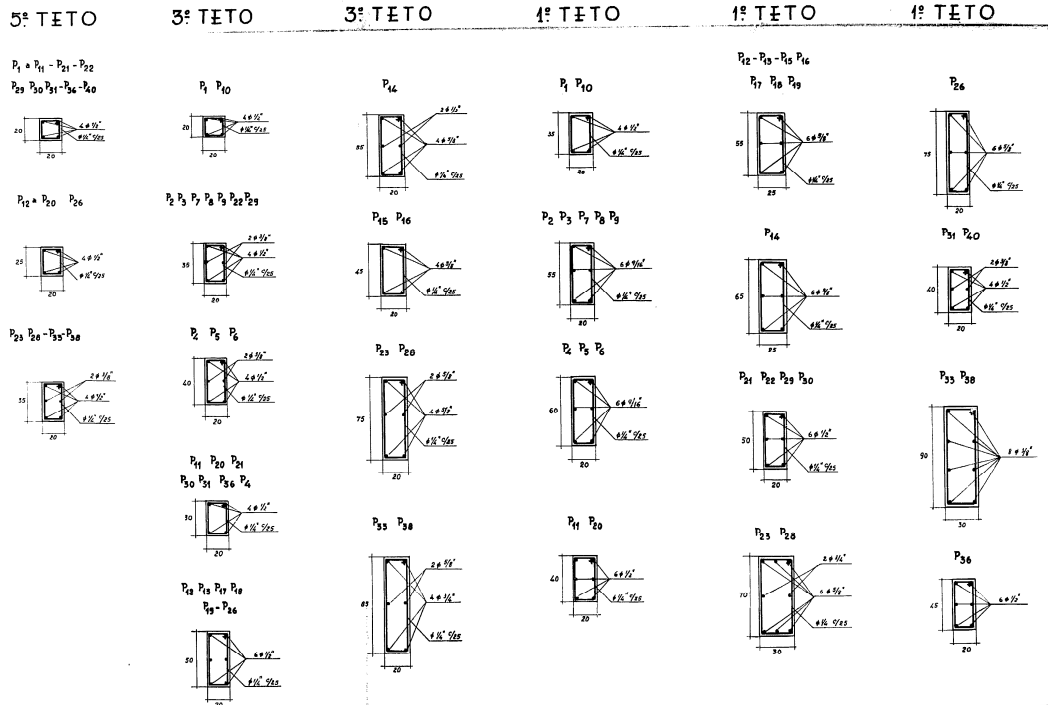


Fig. A.1 – Secções dos pilares dos pisos elevados do edifício de Costa Cabral

**REZ DO CHÃO**

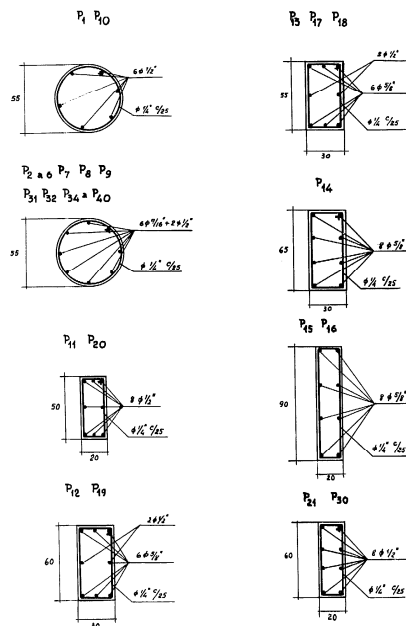


Fig. A.2 – Secções dos pilares do rés-do-chão do edifício de Costa Cabral

EDIFÍCIO DA AV. INFANTE SANTO

Quadro de pilares			
	Pórtico A	Pórtico B	Pórtico C
Piso 8			
Piso 7			
Piso 6			
Piso 5			
Piso 4			
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
R/C			
Lojas			

Fig. A.2 – Secções dos pilares do pórtico tipo do edifício da Av. Infante Santo