

# **METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS METÁLICAS**

**DIOGO JORGE SARAIVA GUIMARÃES**

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

---

Orientador: Professor Doutor José Miguel Freitas Castro

JULHO DE 2010

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010**

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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.*

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

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

Aos meus Pais, Família e Amigos

*"O conhecimento é o processo de acumular dados; a sabedoria reside na sua simplificação."*

*(Martin H. Fischer)*



## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de expressar os meus mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que de uma forma ou de outra contribuíram para a realização deste trabalho, em especial:

Ao meu orientador, Professor José Miguel Castro pelo seu método, disponibilidade e dedicação. O seu conhecimento e a motivação contagiante que me transmitiu desde o primeiro dia de trabalho;

Ao Engenheiro Luís Macedo pelo companheirismo e pelo debate de ideias constante que tivemos durante todo este processo;

Aos meus Pais que sempre me inculcaram os valores da persistência, empenho e dedicação ao trabalho.

Aos meus irmãos (Mariana e Tiago) e namorada pela compreensão, disponibilidade e força que me transmitiram neste últimos tempos.



## RESUMO

Neste trabalho discutem-se duas abordagens de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos de ligações rígidas, nomeadamente a metodologia prevista no Eurocódigo 8 e a metodologia Improved Force-based Design (IFBD), recentemente proposta por Villani et al. [1]. Após uma breve exposição dos trabalhos científicos publicados neste domínio, a dissertação centra-se no dimensionamento de três configurações estruturais (três, cinco e sete pisos), sujeitas a vários níveis de intensidade sísmica ( $a_g=0.15g$ ,  $a_g=0.3g$  e  $a_g=0.5g$ ). Para além de uma comparação das soluções obtidas do dimensionamento, efectua-se uma comparação ao nível da quantidade de aço associada a cada solução. A simplicidade das estruturas consideradas permite perceber os fenómenos chave que conduzem aos resultados obtidos assim como compreender a razão para as limitações associadas à metodologia proposta no Eurocódigo 8. A avaliação do comportamento estrutural é posteriormente efectuada com recurso a análises estáticas não-lineares, tipicamente designadas por análises *Pushover*, realizadas com o programa de cálculo OpenSEES

Os modelos numéricos, que incorporaram uma representação mais realista do comportamento não-linear do material, permitem obter uma ideia mais realista do comportamento estrutural e, conseqüentemente, permitem extrair conclusões sobre o rigor associado a cada um dos métodos de dimensionamento sísmico considerados. Os resultados fornecidos pelas análises *pushover* revelam não só uma grande exactidão nos valores estimados elasticamente pelo método IFBD, comparando com as análises não-lineares, mas também a falta de precisão associada à abordagem de dimensionamento proposta pelo Eurocódigo 8, nomeadamente no controlo do nível de ductilidade imposto à estrutura.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pórticos Metálicos, Coeficiente de Comportamento, Resposta Sísmica, Improved Force-Based Design, Análise Não-Linear.



## ABSTRACT

In this dissertation a comparison of two seismic design procedures for steel moment-resisting frames, namely the procedure currently prescribed in the Eurocode 8 and the Improved Force-based Design (IFBD) procedure recently proposed by Villani et al. [1], is carried out. After a review of the literature on this domain, the dissertation focus on the design of three structural configurations with three, five and seven storeys subjected to several seismic intensity scenarios ( $a_g=0.15g$ ,  $a_g=0.3g$  e  $a_g=0.5g$ ). The solutions obtained with both design procedures are compared, particularly in terms of the quantity of steel material associated with each solution. The simplicity of the structures considered allows to understand in great detail the key issues that are associated with the current limitations of the methodology prescribed in Eurocode 8. This study is then followed by the behaviour assessment of the structural solutions which is carried out through pushover analyses performed in the structural analysis program OpenSEES. The numerical models, which incorporate a more realistic representation of the non-linear behavior of the material, provide a more accurate idea of the structural behavior and, consequently, allow to extract conclusions regarding the accuracy of the two seismic design procedures considered in this work. The results provided by the pushover analyses reveal that the IFBD procedure lead to very realistic designs and that the Eurocode 8 approach results in excessively robust structural solutions, providing very limited control in terms of the the level of ductility demand that is expected to develop in the structure during a seismic event.

**KEYWORDS:** Moment-Resisting Frames, Behaviour Factor, Seismic Response, Improved Forced-Base Design, Nonlinear Analysis.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	<b>I</b>
<b>RESUMO</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>V</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1. Enquadramento .....	1
1.2. Objectivo da Investigação .....	2
1.3. Estrutura da Tese .....	3
<b>2.DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS METÁLICAS</b> ....	<b>5</b>
2.1. Introdução .....	5
2.2. Eurocódigo 8 .....	6
2.2.1 Genaralidades.....	6
2.2.2 Principios Básicos de Concepção e Projecto.....	7
2.2.3 Acção Sísmica .....	7
2.2.4 Considerações do comportamento dissipativo .....	8
2.2.4 Verificações de Segurança.....	10
2.2.6 Regras Específicas para Estruturas Metálicas .....	11
2.3 Improved Force- Based Design .....	15
<b>3.DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS EM ESTUDO</b> .....	<b>17</b>
3.1. Introdução .....	17
3.2. Estudo paramétrico.....	17
3.3. Configurações estruturais.....	18
3.4. Distribuição das cargas verticais.....	21
3.5. Acção sísmica e metodologia de análise estrutural.....	22
3.6. Dimensionamento das estruturas de 3 Pisos.....	23
3.6.1. Dimensionamento para cargas verticais.....	23
3.6.2. Dimensionamento Sísmico .....	25
3.7. Dimensionamento das estruturas de 5 Pisos.....	28
3.7.1. Dimensionamento para cargas verticais.....	28

3.7.2. Dimensionamento Sísmico .....	30
<b>3.8. Dimensionamento das estruturas de 7 Pisos.....</b>	<b>33</b>
3.8.1. Dimensionamento para cargas verticais.....	33
3.8.2. Dimensionamento Sísmico .....	34
<b>3.9. Comparação das soluções .....</b>	<b>37</b>
<b>3.10. Conclusão.....</b>	<b>46</b>
<b>4.AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO.....</b>	<b>47</b>
<b>4.1. Introdução .....</b>	<b>47</b>
<b>4.2. Análise estática não-linear (Pushover).....</b>	<b>48</b>
4.2.1. Enquadramento.....	48
<b>4.3. Apresentação do Programa de cálculo .....</b>	<b>49</b>
<b>4.4. Estrutura de 3 Pisos .....</b>	<b>50</b>
4.4.1. Curvas Pushover .....	50
4.4.2. Drifts .....	52
4.4.3. Mecanismo de plastificação.....	53
<b>4.5. Estrutura de 5 Pisos .....</b>	<b>54</b>
4.5.1. Curvas Pushover .....	54
4.5.2. Drifts .....	56
4.5.3. Mecanismo de plastificação.....	57
<b>4.6. Estrutura de 7 Pisos .....</b>	<b>58</b>
4.6.1. Curvas Pushover .....	59
4.6.2. Drifts .....	60
4.6.3. Mecanismo de plastificação.....	61
<b>4.8. Conclusão .....</b>	<b>63</b>
<b>5.Conclusões e Recomendações para Trabalho Futuro .....</b>	<b>65</b>
5.1. Considerações Finais .....	65
5.2. Recomendações para investigações Futuras .....	66
<b>Bibliografia.....</b>	<b>67</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Espectro de resposta elástico, EC8.....	8
Figura 2- Curva de resposta lateral.....	9
Figura 3- Soft Storey VS deformação plástica distribuída .....	13
Figura 4- Curva de resposta lateral (Castro, Miguel) .....	16
Figura 4- Planta do sistema estrutural .....	19
Figura 5- Configuração estrutural – 3 Pisos.....	19
Figura 6- Configuração estrutural – 5 Pisos.....	20
Figura 7- Configuração estrutural – 7 Pisos.....	20
Figura 8- Distribuição das cargas ao nível de uma viga de um pórtico .....	21
Figura 9- Espectro de resposta elástico EC8 – (Acção sísmica Tipo 1).....	22
Figura 10- Drifts entre prisos para 3 pisos .....	45
Figura 11- Drifts entre prisos para 5 pisos .....	45
Figura 12- Drifts entre prisos para 7 pisos .....	46
Figura 13- Exemplo da curva <i>pushover</i> .....	48
Figura 14- Modelo constitutivo adoptado para o Aço .....	49
Figura 15- Secção transversal utilizada para descrever os perfis .....	49
Figura 16- Curva Pushover $a_g=0.3g$ (EC8, $q=6.5$ ) , 3 Pisos .....	50
Figura 17- Curva Pushover $a_g=0.3g$ (EC8, $q=4$ ) , 3 Pisos .....	50
Figura 18- Curva Pushover $a_g=0.3g$ (IFBD) , 3 Pisos .....	51
Figura 19- Distribuições de drifts entre pisos para um drift total de 0.5% .....	52
Figura 20- Distribuições de drifts entre pisos para um drift total de 2% .....	52
Figura 21- Rótulas plásticas para 3 pisos EC8 ( $q=6.5$ ) .....	53
Figura 22- Rótulas plásticas para 3 pisos EC8 ( $q=4$ ) .....	53
Figura 23- Rótulas plásticas para 3 pisos IFBD.....	53
Figura 24- Curva Pushover $a_g=0.3g$ (EC8, $q=6.5$ ) , 5 Pisos .....	54
Figura 25- Curva Pushover $a_g=0.3g$ (EC8, $q=4$ ) , 5 Pisos .....	54
Figura 26- Curva Pushover $a_g=0.3g$ (IFBD) , 5 Pisos .....	55
Figura 27- Drifts para 0,5% .....	56
Figura 28- Drifts para 2% .....	56
Figura 29- Rótulas plásticas para 5 pisos EC8 ( $q=6.5$ ) .....	57
Figura 30- Rótulas plásticas para 5 pisos EC8 ( $q=4$ ) .....	57
Figura 31- Rótulas plásticas para 5 pisos IFBD.....	58
Figura 32- Curva Pushover $a_g=0.3g$ (EC8, $q=6.5$ ) , 7 Pisos .....	59
Figura 33- Curva Pushover $a_g=0.3g$ (EC8, $q=4$ ) , 7 Pisos .....	59
Figura 34- Curva Pushover $a_g=0.3g$ (IFBD) , 7 Pisos .....	59
Figura 35- Drifts para 0,5% .....	60
Figura 36- Drifts para 2% .....	61
Figura 37- Rótulas plásticas para 7 pisos EC8 ( $q=6.5$ ) .....	61
Figura 38- Rótulas plásticas para 7 pisos EC8 ( $q=4$ ) .....	62
Figura 39- Rótulas plásticas para 7 pisos IFBD.....	62



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1- Gama de coeficiente de comportamento previstos no EC8 .....	12
Tabela 2- Coeficiente de Comportamento para estruturas regulares em altura (EC8) .....	12
Tabela 3- Classe da secção e coeficiente de comportamento .....	14
Tabela 4- Conjunto de estruturas consideradas para o estudo paramétrico .....	18
Tabela 5- Cargas verticais consideraas no dimensionamento (não majoradas) .....	21
Tabela 6- Cargas de dimensionamento .....	21
Tabela 7- Esforços axiais nas estruturas de 3 Pisos devido às cargas gravíticas. ....	24
Tabela 8- Secções dos pilares resultantes do dimensionamento gravítico estruturas de 3 pisos. ....	24
Tabela 9- Dimensão e flechas máximas verticais das vigas .....	24
Tabela 10- Tabela resumo das soluções EC8 (q=6.5) para 3 pisos.....	25
Tabela 11- Tabela resumo das soluções EC8 (q=4) para 3 pisos.....	26
Tabela 12- Tabela resumo das soluções IFBD para 3 pisos .....	27
Tabela 13- Esforços axiais nos pilares das estruturas de 5 pisos devido às cargas gravíticas. ....	28
Tabela 14- Secções dos pilares resultantes do dimensionamento gravítico estruturas de 5 pisos. ....	28
Tabela 15- Esforço axial e de dimensionamento .....	29
Tabela 16- Dimensão e flechas máximas verticais das vigas .....	29
Tabela 17- Tabela resumo das soluções EC8 (q=6.5) para 5 pisos.....	30
Tabela 18- Tabela resumo das soluções EC8 (q=4) para 5 pisos.....	31
Tabela 19- Tabela resumo das soluções IFBD para 5 pisos .....	32
Tabela 20- Esforços axiais nas estruturas de 7 Pisos devido às cargas gravíticas. ....	33
Tabela 21- Secções dos pilares resultantes do dimensionamento gravítico estruturas de 7 Pisos.....	33
Tabela 22- Dimensão e flechas máximas verticais das vigas .....	33
Tabela 23- Tabela resumo das soluções EC8 (q=6.5) para 7 pisos.....	34
Tabela 24- Tabela resumo das soluções EC8 (q=4) para 7 pisos.....	35
Tabela 25- Tabela resumo das soluções IFBD para 7 pisos .....	36
Tabela 26- Soluções estruturais para estruturas de 3 pisos $a_g=0.15g$ .....	37
Tabela 27- Soluções estruturais para estruturas de 3 pisos $a_g=0.3g$ .....	38
Tabela 28- Soluções estruturais para estruturas de 3 pisos $a_g=0.5g$ .....	38
Tabela 29- Soluções estruturais para estruturas de 5 pisos $a_g=0.15g$ .....	38
Tabela 30- Soluções estruturais para estruturas de 5 pisos $a_g=0.3g$ .....	39
Tabela 31- Soluções estruturais para estruturas de 5 pisos $a_g=0.5g$ .....	39
Tabela 32- Soluções estruturais para estruturas de 7 pisos $a_g=0.15g$ .....	40
Tabela 33- Soluções estruturais para estruturas de 7 pisos $a_g=0.3g$ .....	41
Tabela 34- Soluções estruturais para estruturas de 7 pisos $a_g=0.5g$ .....	42
Tabela 35- Comparação dos pesos das estruturas de 3 pisos.....	43
Tabela 36- Comparação dos pesos das estruturas de 5 pisos.....	43
Tabela 37- Comparação dos pesos das estruturas de 7 pisos.....	43
Tabela 38- Resumo das análises 3 Pisos.....	51
Tabela 39- Resumo das análises.....	55
Tabela 40- Resumo das análises.....	60



## **SÍMBOLOS E ABREVIATURAS**

IFBD- Improved Forced-Base Design

FBD- Force-based Design

EC8- Eurocódigo 8

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

DEC – Departamento de Engenharia Civil

NP - Norma Portuguesa

EN – Norma Europeia

ISO – Internacional Organization Standardization

BS – British Standard

$a_g$  – Valor de cálculo da aceleração em rocha

$T_B$  – Limite inferior do troço de aceleração constante

$T_C$  – Limite superior do troço de aceleração constante

$T_D$  – Valor que define o troço de deslocamento constante



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

O dimensionamento sísmico é um ramo da engenharia relativamente recente, comparado com outros campos da engenharia estrutural. Com efeito, a preocupação em conhecer com rigor o comportamento de uma estrutura quando sujeita à acção de um sismo remonta ao início do século passado.

Os enormes prejuízos económicos resultantes da reparação de estruturas metálicas profundamente danificadas durante os sismos de Northridge (Califórnia) em 1994 e de Kobe (Japão) em 1995 estimularam a comunidade científica a avançar num conjunto de campanhas de investigação com o objectivo de impedir que tais danos se verificassem no futuro e impulsionar a engenharia para que os edifícios fossem dotados de uma boa preparação estrutural no futuro.

A evolução da representação do efeito dos sismos nas estruturas bem como a previsão e análise cada vez mais detalhada e fiável dos seus efeitos têm verificado enormes progressos ao longo dos anos. Este progresso foi acompanhado pelos regulamentos ao longo dos anos e, nos dias de hoje, os requisitos impostos ao projectista pelo dono de obra e pela sociedade em geral são cada vez mais exigentes. Assim, o enfoque do dimensionamento sísmico tende a concentrar-se não só na prevenção do colapso estrutural mas também no controlo do nível de dano para diferentes níveis de intensidade sísmica. Estamos por isso perante um contexto em que a salvaguarda da vida humana e o critério de não-colapso deixam de ser o único propósito do dimensionamento sísmico.

Entende-se que o futuro da engenharia sísmica é proporcionar formas de limitar os danos ocorridos durante a excitação sísmica, de forma a que os edifícios permaneçam em actividade sem que os custos associados à reabilitação, quando necessários, sejam demasiado elevados. O comportamento estrutural

sísmico adquire então novas perspectivas. O progresso feito na compreensão do fenómeno encontra-se presente nos mais recentes regulamentos e *guidelines*, surgindo deste modo documentos orientadores e normativos para avaliação e reforço de estruturas (ex. FEMA 356[9] e a Parte 3 do Eurocódigo 8 [4]). No EC8 são contempladas vertentes que hoje são foco de muita discussão.

A introdução destes conceitos de dimensionamento sísmico nos regulamentos tem sido feita de forma gradual. Isso deve-se ao estado ainda prematuro das novas metodologias de dimensionamento baseadas em deslocamentos que têm vindo a ser propostas nos últimos anos que estão apenas parcialmente validadas.

A limitação de danos tem algumas condicionantes e, por este motivo, torna-se difícil regulamentar de forma explícita para que todos os técnicos a possam aplicar de forma uniformizada.

No contexto da limitação dos danos, o EC8 apresenta um conjunto de parâmetros que estão nos dias de hoje a ser alvo de estudos entre os quais se encontra o trabalho de Villani et al. [1]. É neste contexto que o trabalho apresentado nesta tese foi desenvolvido.

É necessário concentrar esforços no melhoramento dos processos de dimensionamento actuais de forma a que o desempenho sísmico das novas estruturas sejam compatíveis com os resultados obtidos no dimensionamento de forma a controlar todos os parâmetros com o maior rigor possível.

## 1.2. OBJECTIVO DA INVESTIGAÇÃO

Esta tese tem como principal objectivo aprofundar a validação da nova metodologia de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos designada de *Improved Force Based Design* (IFBD) proposta por Villani et al. [1]. Procura-se também avaliar a eficiência desta metodologia com base no dimensionamento de um conjunto vasto de estruturas.

Nesta dissertação apresenta-se em primeiro lugar, o processo de dimensionamentos sísmico de estruturas metálicas previsto no Eurocódigo 8 [4] onde serão abordadas estruturas metálicas porticadas de ligações rígidas e serão identificadas as principais limitações do regulamento. Por outro lado será apresentada a nova metodologia de dimensionamento sísmico (IFBD), proposta por Villani et al. [1], semelhante e totalmente consistente com a metodologia prevista no Eurocódigo 8 mas na qual a sequência de passos sofre uma reordenação com o intuito de contornar as limitações associadas ao regulamento Europeu. Nesta nova metodologia a selecção do coeficiente de comportamento é efectuada de uma forma mais rigorosa já que é baseada nas características de comportamento da própria estrutura em análise.

No trabalho considera-se um conjunto de estruturas metálicas de ligações rígidas com um número de pisos variável que serão dimensionadas com base nas duas metodologias, Eurocódigo 8 e IFBD. No caso dos dimensionamentos efectuados de acordo com o Eurocódigo 8 serão considerados os coeficientes de comportamento de referência propostos no regulamento para estruturas metálicas de ligações rígidas de ductilidade média e elevada.

Após uma comparação directa entre as várias soluções obtidas serão efectuadas análises estáticas não-lineares com o objectivo de caracterizar e comparar o comportamento das soluções fornecidas pelas duas metodologias de dimensionamento.

### 1.3. ESTRUTURA DA TESE

A presente dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos, referências bibliográficas e anexos, estando dividida em duas partes principais. A parte inicial aborda várias questões relacionadas com o dimensionamento sísmico e a sua aplicação a estruturas metálicas de ligações rígidas, onde são dimensionadas várias estruturas com duas metodologias de dimensionamento diferentes. A segunda parte do trabalho consiste no estudo e avaliação do comportamento sísmico das soluções obtidas com base em análises não-lineares, geralmente designadas de análises *pushover*.

No primeiro capítulo faz-se uma introdução às problemáticas inerentes ao dimensionamento sísmico e à sua evolução. São apresentados os objectivos da tese, bem como a sua estrutura.

No segundo capítulo apresentam-se as regras de dimensionamento sísmico estabelecidas na norma europeia para o dimensionamento sísmico, Eurocódigo 8 [11]. Identificam-se algumas limitações associadas ao regulamento que motivaram a proposta recente apresentada por Villani et al. [1].

O terceiro capítulo é reservado para apresentação do novo método de dimensionamento Improved Force-Based Design (IFBD), o qual é devidamente comparado com a metodologia proposta no Eurocódigo 8.

No capítulo quatro são apresentadas as estruturas em estudo bem como o dimensionamento para as diferentes abordagens. No final do capítulo efectuam-se comparações entre as soluções obtidas com o Eurocódigo 8 e o IFBD, nomeadamente ao nível das quantidades de aço envolvidas.

No capítulo cinco apresentam-se os resultados das análises *pushover* realizadas com o programa de cálculo não-linear Opensees para as estruturas dimensionadas no quarto capítulo. Os resultados obtidos são discutidos e extraem-se conclusões quanto à eficiência dos dois métodos de dimensionamento considerados.

Por fim, o último capítulo é destinado à apresentação das principais conclusões da investigação, sendo salientadas as principais dificuldades encontradas. Apresenta-se também um conjunto de recomendações para trabalho futuro no domínio do dimensionamento sísmico de estruturas metálicas.



# 2

## DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

### 2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se duas metodologias de dimensionamento sísmico, nomeadamente a abordagem presente na norma europeia actualmente em vigor Eurocodigo 8 e uma metodologia recente proposta por Villani e tal.[1] que procura ultrapassar algumas limitações da regulamentação europeia.

O dimensionamento sísmico surge factualmente como uma extensão do dimensionamento para cargas gravíticas. Apesar do grande progresso na área da Engenharia Sísmica e das novas filosofias de dimensionamento propostas nos últimos anos, baseadas em critérios de desempenho (*Performance Based Design*), a prática corrente consiste ainda em utilizar regulamentos prescritivos baseados em forças (*Force-Based Design*). Deste modo, a metodologia de cálculo comum presente nos principais regulamentos internacionais consiste na obtenção de uma força estática equivalente, o corte basal, que reflecte a acção sísmica, devendo ser considerada no dimensionamento estrutural juntamente com as restantes acções de projecto em combinação própria. O cálculo do corte basal é feito, à luz da generalidade dos regulamentos actuais, com recurso a um espectro de resposta, função das características do terreno, do amortecimento viscoso, da aceleração sísmica de projecto e da capacidade de deformação da estrutura, que cruzado com o período fundamental da estrutura permite calcular a acção sísmica de projecto.

Qualquer regulamento sísmico tem como principal objectivo assegurar que, na eventualidade de um evento sísmico:

- As vidas humanas estão protegidas;
- Os danos são limitados;
- As infra-estruturas públicas tais como pontes, instalações de protecção civil, entre outras permanecem operacionais.

No caso particular da norma europeia de dimensionamento sísmico Eurocódigo 8 [11] são definidos dois objectivos de desempenho:

- Exigência de não colapso. Na ocorrência de um sismo raro (baixa probabilidade de ocorrência) as estruturas não devem colapsar local ou globalmente e deverão apresentar uma capacidade residual de resistência após o sismo;
- Exigência de limitação de danos. No caso da actuação de um sismo com maior probabilidade de ocorrência que o sismo de projecto, os danos na construção devem ser limitados. Embora se admitam danos, os custos relativos à sua reparação e reconstrução não devem ser muito elevados (custos desproporcionalmente elevados face ao custo da estrutura).

## **2.2. EUROCÓDIGO 8**

### 2.2.1 GENARALIDADES

Os principais objectivos da regulamentação europeia no contexto do dimensionamento sísmico são a protecção da vida humana, a prevenção do colapso estrutural e a limitação de danos. Como tal, existe a necessidade garantir que as estruturas são dotadas de rigidez suficiente para reagir ao sismo de projecto de forma controlada por parâmetros definidos no EC8. A categoria do edifício é preponderante do ponto de vista do regulamento para a determinação do nível de protecção que queremos impôr ao edifício, por outro lado, o nível de intensidade sísmica varia dependendo da importância relativa do local, em termos de intensidade sísmica.

Deste modo, como tentativa de atingir estes objectivos, o EC8 define dois parâmetros que devem ser verificados em todos os dimensionamentos. O critério de não colapso definido pela acção de um sismo com 10% de probabilidade de exceder em 50 anos, correspondendo a um período de retorno de 475 anos, nestas circunstancias a estrutura tem de assegurar a salvaguarda dos seus ocupantes sem mostrar qualquer sinal de mecanismo de colapso global ou parcial. O requisito de limitação de dano, tem em conta que para uma probabilidade de 10% de exceder em 10 anos, isto é, um período de retorno de cerca de 95 anos, os deslocamentos têm de ser reduzidos, de forma que, numa eventual intervenção, esta tenha custo relativamente baixo. Para se verificarem os critérios descritos é necessário verificar a segurança dos elementos estruturais e o nível de deformação lateral entre pisos (drifts).

### 2.2.2 PRINCIPIOS BÁSICOS DE CONCEPÇÃO E PROJECTO

Os princípios básicos de concepção do projecto de estruturas devem ser os seguintes:

- Simplicidade estrutural, transmissão de forças através de trajectórias claras e directas;
- Uniformidade, simetria e redundância, distribuição regular dos elementos estruturais em planta e uniformidade da estrutura em altura;
- Resistência e rigidez bi-direccionais, dispor os elementos estruturais de forma a que a estrutura resista acções horizontais em qualquer direcção pois o movimento sísmico é um fenómeno bi-direccional;
- Limitar o desenvolvimento de movimentos de torção que conduzem a esforços não uniformes;
- Acção de diafragma ao nível dos pisos, assegurar a transmissão das forças sísmicas aos sistemas estruturais verticais e garantir que estes sistemas actuam em conjunto na resistência a essas forças;
- Existência de uma fundação adequada para assegurar que o edifício seja excitado de forma uniforme pelo movimento do solo e, como é óbvio sempre que possível deve-se fundar a estrutura no mesmo tipo de solo, utilizar o mesmo tipo de fundação e introduzir juntas para separar corpos com diferentes fundações.

Com o objectivo de se obter uma maior fiabilidade na previsão do comportamento sísmico deve-se ter uma transmissão curta e directa das forças sísmicas, evitar zonas com elevada concentração de esforços e zonas com grandes exigências de ductilidade que possam provocar colapso prematuro. Deve-se também escolher a rigidez de forma a minimizar os efeitos da acção e limitar o desenvolvimento de deslocamentos excessivos (controlar danos e efeitos P- $\Delta$ ).

### 2.2.3 ACÇÃO SÍSMICA

São definidas duas acções sísmicas, sismo próximo ( magnitude moderada e pequena distância focal ) e sismo afastado ( sismo de maior magnitude a uma maior distância focal ). A acção sísmica é traduzida por espectros de resposta elásticos de aceleração que representam a componente horizontal do movimento do solo (Figura 1).

Os espectros elásticos são definidos com base nas seguintes expressões:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 1}$$

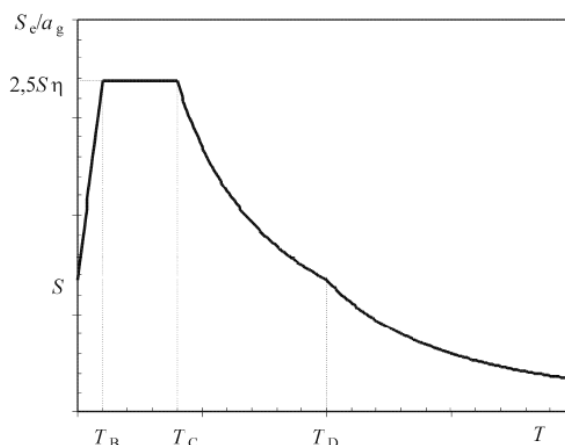


Figura 1- Espectro de resposta elástico, EC8

Onde:

$S_e(T)$  – Espectro de resposta elástico

$a_g$  – Valor de cálculo da aceleração no terreno tipo A

$T_B$  – Limite inferior do troço de aceleração constante

$T_C$  – Limite superior do troço de aceleração constante

$T_D$  – Valor que define o troço de deslocamento constante

$S$  – Factor do solo

$\eta$  – Factor de correcção do amortecimento

#### 2.2.4 CONSIDERAÇÕES DO COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

Por razões económicas não faz sentido estar a dimensionar as estruturas para que estas respondam elasticamente à excitação de projecto e como tal assume-se um nível de redução representada pelo coeficiente de comportamento ( $q$ ). Este coeficiente representa a ductilidade global do sistema, isto é, a energia que o sistema pode dissipar através da deformação plástica. É, deste modo, uma aproximação a uma capacidade das estruturas em geral e, como é fácil de entender, esta aptidão depende de diversos factores, de entre os quais: vãos considerados, cargas consideradas, tipo de perfis adoptados, sistema estrutural, entre outros. No EC8, o coeficiente de comportamento é função do material, do tipo de sistema estrutural e da classe de ductilidade da estrutura. O regulamento Europeu define três classes de ductilidade: baixa (DCL), média (DCM) e alta (DCH) e estabelece níveis de verificação e detalhe em função de cada classe. Por exemplo, para o caso de pórticos metálicos de ligações rígidas o EC8 impõe limites de esbelteza seccionais em função da classe de ductilidade da estrutura. Apesar do seu carácter experimental, este coeficiente é determinável fisicamente com base na curva de resposta lateral de uma estrutura definida em termos do seu corte basal ( $V_b$ ) e do deslocamento horizontal do último piso ( $d$ ).

$$q = \frac{V_{el}}{V_d} = \frac{V_{el}}{V_y} \times \frac{V_y}{V_d} = q_\mu \times \Omega \quad (\text{Eq.2})$$

O termo  $q_\mu$  está relacionado com o nível de dissipação energética associado à estrutura. Estamos, portanto, a falar de uma componente que representa a ductilidade da estrutura. Por outro lado  $\Omega$  é um

factor que representa a sobre-resistência do sistema, incluindo efeitos como por exemplo a redistribuição plástica (definida no EC8 através do quociente  $\alpha_u/\alpha_1$ ), as diferenças entre a resistência real e de cálculo do material, efeitos de endurecimento do material, entre outros.

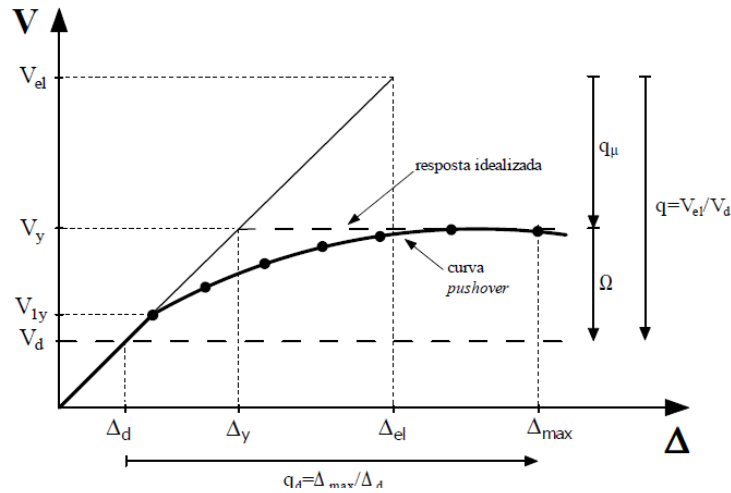


Figura 2- Curva de resposta lateral

O factor de amplificação de deslocamentos ( $q_d$ ) relaciona o deslocamento máximo da estrutura em regime não-linear e o deslocamento elástico da mesma, quando sujeita ao corte basal de dimensionamento ( $V_d$ ). Segundo o EC8, para estruturas com período fundamental de vibração igual ou superior a  $T_c$  este factor deve tomar um valor igual ao valor do coeficiente de comportamento, isto é o regulamento adopta a regra da igualdade de deslocamentos.

A utilização do coeficiente de comportamento no dimensionamento sísmico de estruturas porticadas metálicas de ligações rígidas aparece, em primeiro lugar, na verificação dos efeitos de segunda ordem ou P- $\Delta$ . Não obstante da natureza flexível deste tipo de estruturas este factor adquire então uma relevância adicional, pois a forma de quantificar os efeitos de segunda ordem é feita com utilização do coeficiente de estabilidade  $\theta$  para cada piso, que é directamente proporcional ao coeficiente de comportamento:

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} * \Delta_{el} * q}{V_{tot,i,el} * h_i} \quad (\text{Eq 3})$$

Onde  $P_{tot,i}$  é a carga vertical total instalada nos pilares do andar  $i$  em análise,  $\Delta_{el}$  representa o deslocamento elástico entre pisos do andar  $i$ ,  $V_{tot,i,el}$  corresponde ao esforço de corte horizontal instalado no andar e  $h_i$  representa a altura do andar.

Esta forma de avaliar os efeitos P- $\Delta$  não é consensual sendo discutível se esta metodologia representa efectivamente a melhor forma de quantificar a influência destes efeitos. [12]

Como tal, pode-se dizer que a escolha do coeficiente de comportamento tem um papel muito importante na definição da estrutura. A selecção de um valor elevado de  $q$  conduzirá necessariamente a valores elevados de  $\theta$  que, por sua vez, conduzirá à rigidificação do sistema estrutural.

A verificação dos drifts entre pisos são avaliados com base na regra da igualdade dos deslocamentos ( $q_d=q$ ), o que implica a utilização do coeficiente de comportamento adoptado através do EC8, para reduzir a força elástica ( $V_{el}$ ) calculada com base nas características dinâmicas da solução obtida através do dimensionamento para cargas verticais; por outro lado, é utilizado para amplificar os deslocamentos dos pisos obtidos do cálculo elástico.

Desde a definição da acção sísmica, caracterização das (ir)regularidades geométricas, o projectista é solicitado a fazer verificações de forma a utilizar métodos de análise simplificados previstos no EC8. O método das forças horizontais equivalentes é geralmente reconhecido e é uma das análises previstas no EC8, desde que exista uma regularidade geométrica (altura/ planta) e na distribuição de rigidez.

#### 2.2.4 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

As verificações de segurança estão divididas em dois grupos, resistência e deformação.

Começando pelas regras de resistência, neste estudo são utilizadas as rverificações actualizadas por (Elghazouli, 2007) no que concerne à quantificação do  $\Omega_{min}$  para aplicar às verificações dos elementos estruturais que devem continuar com deslocamentos elásticos.

$$\begin{aligned} N_{ed} &= N_{ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega_{min} \times N_{ed,E} \\ M_{ed} &= M_{ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega_{min} \times M_{ed,E} \\ V_{ed} &= V_{ed,G} + 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega_{min} \times V_{ed,E} \end{aligned} \quad (\text{EC8 Cl. 6.6.3})$$

Onde:

- $N_{ed,G}$  ( $M_{ed,G}$   $V_{ed,G}$ ) representam os esforços devidos às acções não sísmicas na combinação quase permanente ( $G+0.3Q$ )

- $N_{ed,E}$  ( $M_{ed,E}$   $V_{ed,E}$ ) são os esforços resultantes da acção sísmica.

- $\gamma_{ov}$  em 1.1 são factores de majoração para ter em conta o facto de a real resistência do aço ser superior à considerada e por outro lado para entrar com o efeito do endurecimento do aço, o valor assumido é 1.25 ficando o valor combinado em 1.375.

- $\Omega_{min}$  o factor de sobre-resistência é considerado no EC8 para pórticos de ligações rígidas como o mínimo em todas as zonas dissipativas de:

$$\Omega_{min} = \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{ED,i}} \quad (\text{EC8 Cl. 6.6.3})$$

Onde  $M_{pl,Rd,i}$  é o momento correspondente à capacidade plástica e  $M_{ED,i}$  é o momento de projecto na viga “i”.

No que diz respeito à verificação das vigas são apresentadas as seguintes expressões:

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (\text{EC8 Cl. 6.2})$$

$$\frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \quad (\text{EC8 Cl. 6.2})$$

$$\frac{V_{ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad (\text{EC8 Cl. 6.2})$$

É importante realçar o facto da necessidade de verificação do critério para a zona de ligação pilar-viga, de forma a evitar a formação de rótulas em pilares (soft-storey).

$$\frac{\sum M_{ci}}{\sum M_{bi}} \geq 1.3 \quad (\text{Eq 5})$$

$M_{ci}$  representa o momento resistente dos pilares e  $M_{bi}$  das vigas.

Quanto às verificações de deformações, temos que garantir que o coeficiente de estabilidade ( $\theta$ ) de cada piso seja inferior a 0.1 de forma a evitar o incremento das forças sísmicas. Por outro lado temos que garantir que os drifts entre pisos não ultrapassem os 0.75% da altura do piso.

## 2.2.6 REGRAS ESPECÍFICAS PARA ESTRUTURAS METÁLICAS

Neste ponto pretende-se fazer referência às regras essencialmente relacionadas com estruturas metálicas de ligações rígidas (MRF) previstas no EC8.

Como já foi discutido atrás, é amplamente aceite a redução do corte basal elástico ( $V_{el}$ ) através do coeficiente de comportamento ( $q$ ). Além disso, se aplicada correctamente esta metodologia permite controlar o nível de deformação plástica e, como tal, controlar os danos causados na estrutura para determinada acção sísmica. No Capítulo 6 do EC8 são estabelecidos, para os vários níveis de ductilidade estrutural, DCL, DCM ou DCH as gamas de valores para o coeficiente de comportamento (Tabela 1).

Tabela 1- Gama de coeficiente de comportamento previstos no EC8

Conceito de projecto	Classe de ductilidade estrutural	Gama de valores de referencia para coeficiente de comportamento (q)
Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Media)	$\leq 4$ e limitado pela Tabela 2
	DCH (Alta)	Limitado pela Tabela 2

Na Tabela 2 apresentam-se os valores de referência do coeficiente de comportamento previstos no EC8 para mórnicos de ligações rígidas e contraventados.

Tabela 2- Coeficiente de Comportamento para estruturas regulares em altura (EC8)

Tipo de estrutura	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
a) Pórticos simples	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
b) Pórtico com contraventamentos centrados Contraventamentos diagonais Contraventamentos em V	4	4
	2	2,5
c) Pórtico com contraventamentos excêntricos	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
d) Pêndulo invertido	2	$2\alpha_v/\alpha_1$
e) Estruturas com núcleos ou paredes de betão	Ver a secção 5	
f) Pórtico simples com contraventamento centrado	4	$4\alpha_v/\alpha_1$
g) Pórticos simples com enchimentos Enchimentos de betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico Enchimentos de betão armado ligados Enchimentos isolados de pórticos simples (ver pórticos simples)	2	2
	Ver a secção 7	
	4	$5\alpha_v/\alpha_1$

O conceito de *capacity design* está associado à da consideração do comportamento dissipativo das estruturas e baseia-se no controlo da localização das rótulas plásticas, de forma que, a deformação plástica garanta a formação de um mecanismo de colapso estável no estado limite último. O princípio de Strong Column Weak Beam (SCWB), tem como objectivo fixar a deformação plástica em elementos da estrutura, de forma a garantir que não se formam mecanismos de rotura instáveis como é o caso do soft storey (Figura 3).

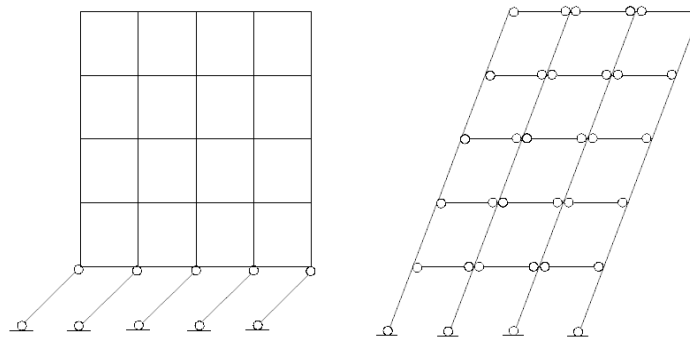


Figura 3- Soft Storey VS deformação plástica distribuída

Adoptando esta filosofia, no caso das estruturas metálicas de ligações rígidas, as zonas dissipativas devem aparecer nas extremidades das vigas na ligação viga-pilar ou nas bases dos pilares, de forma a obter-se um mecanismo de colapso estável.

O Eurocódigo 8 realça que, para os esforços de formação das rótulas nas extremidades das vigas, todas as secções devem ser verificadas de forma a não se formarem rótulas plásticas nos pilares. Esta verificação é garantida através da aplicação do capacity design discutido anteriormente juntamente com a aplicação de um factor de sobredimensionamento ( $\Omega$ ).

Através da Tabela 2 é possível concluir que nos pórticos de ligações rígidas é possível adoptar-se um elevado valor para coeficiente de comportamento e portanto é esperado que este seja um sistema muito dúctil. O rácio  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  reflecte a capacidade de redistribuição do sistema.

É, no entanto, de referir que isto não implica que o pórtico de ligações rígidas seja o melhor sistema para utilizar em estruturas com áreas de actividade sísmica elevada, pois o coeficiente de comportamento utilizado para diminuir o corte basal elástico, pela regra do igual deslocamento, é também o coeficiente pelo qual são multiplicados os deslocamentos; portanto, tendo em conta a natureza flexível deste tipo de estruturas, são necessários grandes perfis para que se garanta a rigidez estrutural necessária. Como vai ser demonstrado com a nova metodologia de dimensionamento, este facto não é necessariamente inultrapassável.

O EC8 estabelece ainda limites ao nível das classes de secções em função do coeficiente de comportamento adoptado (Tabela 3).

Tabela 3- Classe da secção e coeficiente de comportamento

Classe de Ductilidade	Valor de referência para Coeficiente de Comportamento	Classe da secção
DCM	$1,5 < q < 2$	Classe 1, 2 ou 3
	$2 < q < 4$	Classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	Classe 1

A verificação seccional para os pórticos de ligações rígidas em termos de momento, corte e esforço axial é realizada com base nas cláusulas da secção 6.6 do EC8. Neste contexto um papel importante é atribuído ao factor de sobre-resistência  $\Omega$ , usado para a verificação de pilares e ligações, que devem ter um comportamento elástico, e é definido desta forma:

$$\Omega = \min \left( \frac{M_{pl,r,di}}{M_{ed,i}} \right) \quad (\text{Eq. 6})$$

Onde  $M_{pl,r,di}$  é o momento resistente de projecto e  $M_{ed,i}$  é o momento para a combinação sísmica, na secção  $i$ .

O propósito deste conceito, como foi descrito anteriormente, é numa situação extrema, onde as rótulas se estejam a formar durante um carregamento, nas zonas onde queremos garantir que não há formação de rótula fazemos esta verificação; isto é, garantir que as rótulas apenas se formam nas vigas. Como tal, basicamente estamos a aumentar o esforço a resistir na secção do pilar por forma a garantir que este permanece elástico.

Devido à aplicação deste método, podemos obter casos onde este objectivo não seja satisfeito e como tal nesta linha surge (Elghazouli 2007) [2] com uma nova forma de quantificar mais precisa e efectiva.

$$\Omega_{min,mod} = \frac{M_{pl,Rd,i} - M_{ED,G,i}}{M_{ED,E,i}} \quad (\text{Eq 7})$$

Nos parágrafos anteriores foi possível fazer uma revisão geral do Eurocódigo 8, identificando todos os passos necessários para que se efectue o dimensionamento sísmico.

### 2.3 IMPROVED FORCE- BASED DESIGN

A abordagem de dimensionamento aqui apresentada, denominada IFBD, pretende conduzir a soluções mais eficientes e por isso mais económicas. O processo de dimensionamento é muito semelhante ao indicado no EC8 e não implica qualquer alteração das verificações e/ou imposições regulamentares. É um método onde é realizada uma avaliação mais consistente do coeficiente de comportamento ( $q$ ) e onde é apresentada uma sequência de passos mais racional, permitindo antever com mais precisão o comportamento real da estrutura. Apresentam-se de seguida os passos essenciais da metodologia:

1. Determinação do corte basal elástico com base nas características dinâmicas da solução estrutural resultante do dimensionamento para cargas verticais (e vento).
2. Verificação dos drifts entre pisos para o sismo frequente, isto é, com maior probabilidade de ocorrência (Cl. 4.4.3 do EC8). Este passo poderá ser iterativo dada a eventual necessidade de se proceder a uma nova escolha de secções.
3. Estimativa do coeficiente de comportamento através da comparação entre o corte basal elástico associado à solução estrutural dimensionada para as cargas verticais e a uma estimativa da capacidade resistente da estrutura ( $V_{1y}$ ) na formação da primeira rótula plástica, facilmente obtida através de uma análise elástica.
4. Análise elástica da estrutura e quantificação do coeficiente de estabilidade ( $\theta$ ) para cada andar. Dada a eventual necessidade de se proceder a uma nova escolha de secções para manter os valores de  $\theta$  dentro dos limites regulamentares este passo pode ser iterativo.
5. Distribuir o corte basal de dimensionamento ( $V_{1y}$ ) pelos pisos da estrutura em função da massa e altura.
6. Verificações de segurança dos elementos estruturais dissipativos e não-dissipativos ( Secção 6.6 do EC8).

Conforme se pode concluir, as principais diferenças entre a metodologia aqui apresentada e a prevista no EC8 prende-se com a sequência de passos e com o facto do coeficiente de comportamento ser avaliado com base nas características mecânicas da estrutura em análise.

A verificação das deformações como primeiro passo justifica-se com o facto desta verificação ser independente do coeficiente de comportamento (pois  $qd=q$ ) e de ser em muitos casos a condicionante em termos da definição das secções finais.

A metodologia aqui proposta pretende reflectir a necessidade de, para o caso de estruturas metálicas de ligações rígidas, se controlar a rigidez da estrutura numa fase inicial do dimensionamento. Este parâmetro está directamente relacionado com o nível de resistência lateral da estrutura e influencia determinantemente a gama de valores a adoptar em termos do coeficiente de comportamento.

Neste método, o coeficiente de comportamento é obtido com base no corte basal necessário para a formação da primeira rótula (secção de viga mais crítica), de forma a conseguir controlar o factor de sobre- resistência, passando o valor a ser representado pela simples divisão  $\frac{V_{el}}{V_{1y}}$ , ambos os valores ficam a ser conhecidos logo após a verificação dos drifts.

$$q = \frac{V_{el}}{V_d} = \frac{V_{el}}{V_y} \times \frac{V_y}{V_d} = \frac{V_{el}}{V_{1y}}, \quad \text{se considerarmos } V_{1y} = V_d \quad (\text{Eq 8})$$

Para que se possa entender o que foi aqui descrito está representado na (Figura 4) mais uma vez a curva de resposta lateral.

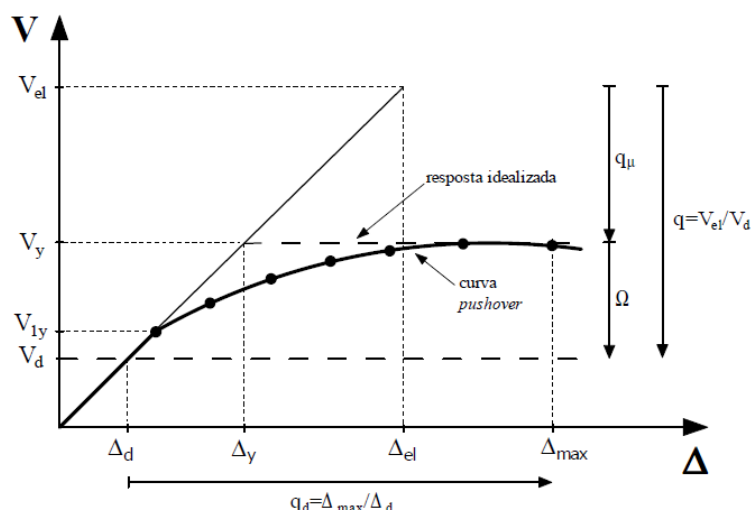


Figura 4- Curva de resposta lateral (Castro, Miguel)

Esta abordagem permite lidar com os aspectos relacionados com a escolha do coeficiente de comportamento ( $q$ ), actuando de forma preponderante nas verificações  $P-\Delta$ , deixando estas de ser um critério governante no dimensionamento sísmico de estruturas em zona de fraca intensidade sísmica. De facto, o requisito escondido atrás do coeficiente de sensibilidade ( $\theta$ ) está relacionado com o necessário para a rigidez de piso, de forma a que para determinado pico de aceleração, a rigidez seja suficiente para não haver efeitos de segunda ordem importantes.

Analisando a expressão apresentada na (Eq 3), podemos observar que o rácio  $\frac{V_{tot,i}}{\Delta_{el}}$ , é a rigidez do piso em análise. Se o objectivo é evitar qualquer tipo de efeitos de segunda ordem então temos de limitar  $\theta \leq 0.1$ . Podemos então dizer que os efeitos  $P-\Delta$  podem ser um critério governante quando a rigidez mínima do andar não é atingida, mesmo quando os drifts estejam verificados.

Por último a verificação seccional na Secção 6.6 do EC8 a realizar no caso do estudo dos pilares, pretende garantir a não formação das rótulas nos pilares aquando da formação das rótulas nas vigas.

# 3

## DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS EM ESTUDO

### 3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se o dimensionamento sísmico de um conjunto de estruturas com um número variável de pisos e para três níveis de intensidade sísmica. As estruturas são dimensionadas de acordo com os critérios previstos no EC8 sendo considerados dois valores diferentes para o coeficiente de comportamento. Cada estrutura será ainda dimensionada de acordo com o método IFBD. No final do capítulo é apresentada uma comparação das soluções obtidas para os vários dimensionamentos.

### 3.2. ESTUDO PARAMÉTRICO

O estudo paramétrico tem por base 3 tipos de configurações estruturais. Para cada configuração são adoptados diferentes cenários de intensidade sísmica e aplicadas diferentes critérios de dimensionamento. Na Tabela 4 apresenta-se um resumo dos casos analisados.

Tabela 4- Conjunto de estruturas consideradas para o estudo paramétrico

Sistema Estrutural	Cenário Sísmico	Critério de dimensionamento
3 Pisos / 5 Pisos/ 7 Pisos	PGA=0.15g	EC8 (q=6.5)
		EC8 (q=4)
		IFBD
	PGA=0.3g	EC8 (q=6.5)
		EC8 (q=4)
		IFBD
	PGA=0.5g	EC8 (q=6.5)
		EC8 (q=4)
		IFBD

A definição deste conjunto de estruturas tem como objectivo investigar qual o critério de dimensionamento condicionante para cada estrutura metálica função da sua altura e do nível de intensidade sísmica.

Pretende-se ainda avaliar o nível de eficiência proporcionado pela utilização da metodologia IFBD, tanto a nível da economia de material como a nível do desempenho sísmico.

### 3.3. CONFIGURAÇÕES ESTRUTURAIS

As estruturas analisadas são constituídas por três grupos com três, cinco e sete pisos, sendo a altura do primeiro piso igual a 4.5m e os seguintes 3.5m. Cada grupo de estruturas é constituído por três pórticos com três vãos de 6m (Figura 4) a ligação entre pórticos é realizada com vigas secundárias de 6m de comprimento, conforme se ilustra na Figura 5.

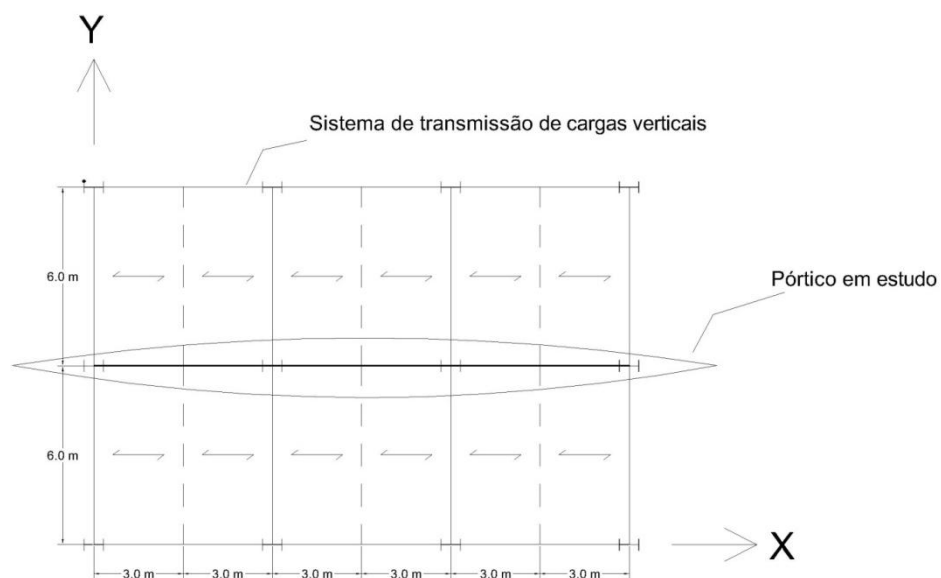


Figura 5- Planta do sistema estrutural

As Figuras 6,7 e 8 apresentam a vista em altura dos diferentes grupos de estruturas, considerados no estudo paramétrico.

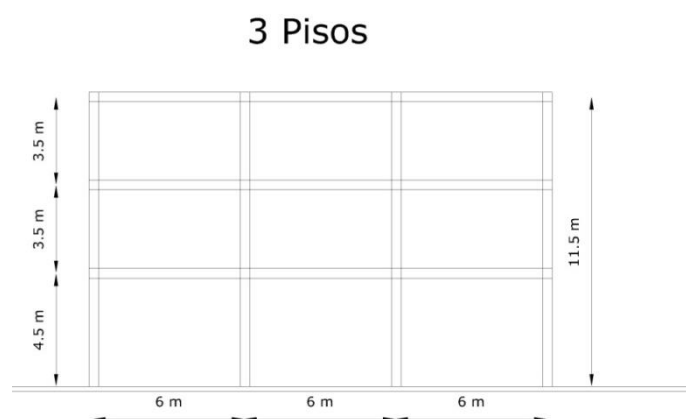


Figura 6- Configuração estrutural – 3 Pisos

### 5 Pisos

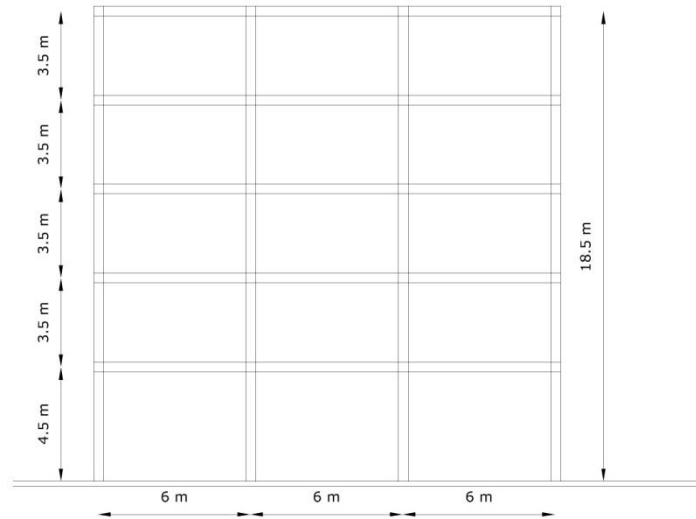


Figura 7- Configuração estrutural – 5 Pisos

### 7 Pisos

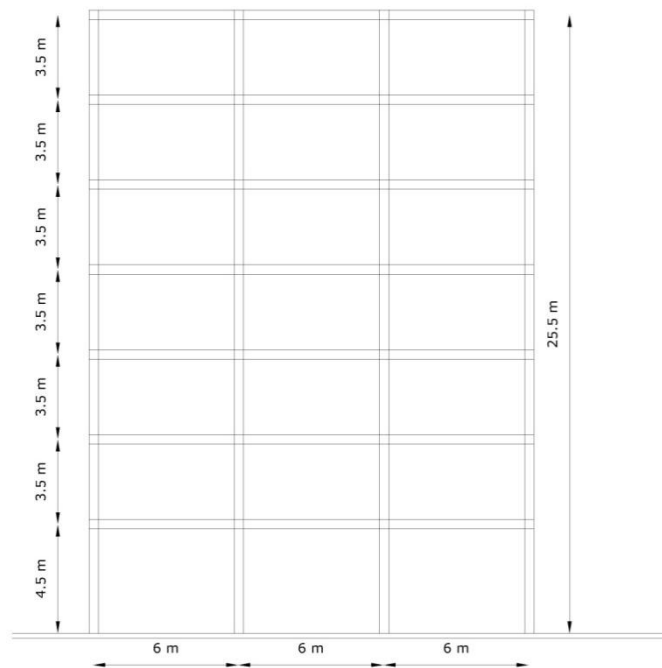


Figura 8- Configuração estrutural – 7 Pisos

### 3.4. DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS

As estruturas apresentadas são consideradas como sendo de uso residencial.

Na Tabela 5 são apresentadas as cargas distribuídas não majoradas assumidas no dimensionamento estrutural.

Tabela 5- Cargas verticais consideraas no dimensionamento (não majoradas)

	Cargas permanentes (kN/m <sup>2</sup> )	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )
Cobertura	4.75	1
Piso tipo	5.75	2

Na Figura 8 apresenta-se um esquema com a aplicação das cargas verticais nas vigas de um piso de um pórtico.

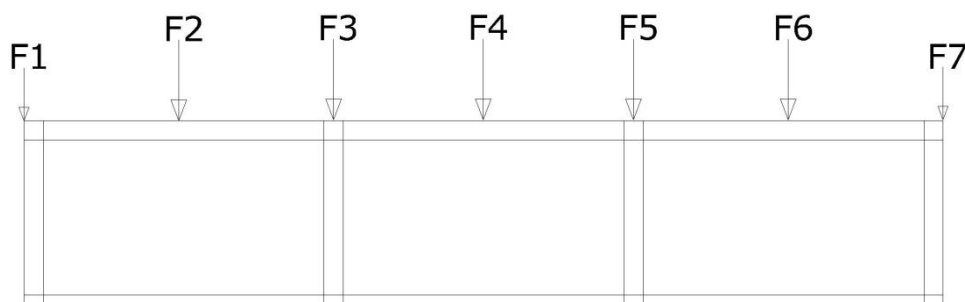


Figura 9- Distribuição das cargas ao nível de uma viga de um pórtico

Tabela 6- Cargas de dimensionamento

	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	F4 (kN)	F5 (kN)	F6 (kN)	F7 (kN)	Tipo de Força
Cobertura	42.75	85.5	85.5	85.5	85.5	85.5	42.75	G
	9	18	18	18	18	18	9	Q
Piso tipo	51.75	103.5	103.5	103.5	103.5	103.5	51.75	G
	18	36	36	36	36	36	18	Q

Durante todo o processo de dimensionamento as medidas tomadas foram no sentido de evitar que a instabilidade lateral-torsional dos elementos estruturais fosse um factor condicionante do dimensionamento. No dimensionamento das vigas foi considerado que estas se encontram travadas lateralmente confinadas pelas lajes.

O tipo de aço utilizado no dimensionamento foi o S275 JR e os perfis são HE para pilares e IPE para vigas.

### 3.5. ACÇÃO SÍSMICA E METODOLOGIA DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Os parâmetros necessários para a definição da acção sísmica são listados de seguida:

- Tipo de solo B :  $S=1.2$
- 5% amortecimento :  $\eta = 1$
- Espectro de resposta tipo 1 :  $T_B = 0.15 \text{ sec}$   $T_C = 0.5 \text{ sec}$   $T_D = 2 \text{ sec}$
- $a_g$  : 0.15g 0.3g 0.5g

Os espectros de resposta associados às preposições anteriores (0.15g, 0.3g, 0,5g) estão representados na Figura 10.

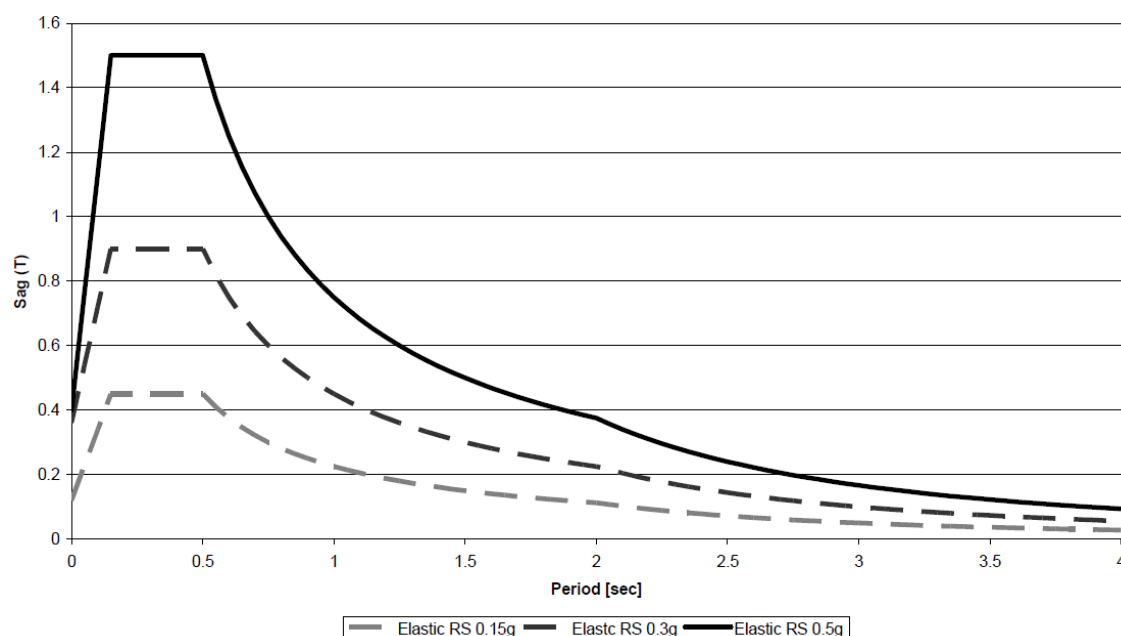


Figura 10- Espectro de resposta elástico EC8 – (Acção sísmica Tipo 1)

Para a definição do espectro da Figura 10 deve ser referido que o EC8 impõe como limite mínimo de excitação sísmica  $0.2 a_g$ . Este facto tem real importância quando são utilizados grandes coeficientes de comportamento o que leva à redução das acelerações sísmicas para valores inferiores ao referido limite de  $0.2a_g$ .

O dimensionamento sísmico do conjunto de estruturas apresentado foi realizado com base no método das forças horizontais equivalentes (EC8 Cl. 4.3.3.2). Este método pode ser utilizado para estruturas com regularidade em planta e em altura, que é o caso das estruturas em estudo. Por outro lado, para que se possa aplicar, é necessário que se verifique a seguinte condição:

$$T_1 \leq \left( \frac{4 \times T_c}{2 \text{ seg}} \right) \quad (\text{EC8 Cl. 4.3.3.2.1})$$

Onde  $T_1$  é o período fundamental da estrutura. O EC8 propõe a seguinte fórmula para o cálculo do corte basal de dimensionamento ( $V_b$ ):

$$V_b = S_{ad}(T_1) \times m \times \lambda \quad (\text{EC8 Cl. 4.3.3.2.2})$$

Sendo as estruturas consideradas de altura igual ou superior a três pisos, o factor de participação considerado ( $\lambda$ ) é 1, o que significa que não se faz correcção quanto à massa modal efectiva.

O EC8 prevê uma forma de estimar o período fundamental de estruturas com altura até 40 m. No entanto, nas análises realizadas neste trabalho, o período fundamental foi obtido directamente através da análise modal.

Para a distribuição das forças pela estrutura, foi adoptada a proposta do EC8, isto é, as forças a aplicar ao nível dos pisos são proporcionais à massa ( $m_i$ ) e à altura ( $z_i$ ) do piso:

$$F_i = F_b \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \times m_j} \quad (\text{EC8 Cl. 4.3.3.2.3})$$

### 3.6. DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE 3 PISOS

#### 3.6.1. DIMENSIONAMENTO PARA CARGAS VERTICAIS

A análise estática foi realizada com a combinação típica de dimensionamento, para estado limite último (Eq 9):

$$F_d = 1.35 \times G + 1.50 \times Q \quad (\text{Eq 9})$$

A escolha da dimensão dos membros foi calculada com base nos requisitos de resistência da secção e instabilidade para o estado limite último (ELU) e, por outro lado, foi também verificada a flecha de serviço para a combinação de serviço nas vigas (Eq 10):

$$F_d = 1.0 \times G + 0.3 \times Q \quad (\text{Eq 10})$$

O pré-dimensionamento dos pilares foi realizado com base nas cargas axiais nas várias soluções estruturais, sendo realizada uma redução de secção em altura sempre que se justifique. No que concerne às vigas, estas foram calculadas através das cargas aplicadas no pórtico.

Nas Tabelas 7 e 8 apresenta-se um resumo das soluções obtidas para os pilares.

Tabela 7- Esforços axiais nas estruturas de 3 Pisos devido às cargas gravíticas.

Piso	Esforços axiais - 3 Pisos (kN)	
	Pilares centrais	Pilares exteriores
3	284	142
2	672	336
1 (base)	1059	529

Tabela 8- Secções dos pilares resultantes do dimensionamento gravítico para as estruturas de 3 pisos.

Piso	Área mínima da secção		Secção escolhida	
	Pilares centrais	Pilares exteriores	Pilares centrais	Pilares exteriores
3	1032,7	516,4	HE 260 B	HE220 B
2	2443,6	1221,8	HE260 B	HE220 B
1 (base)	3850,9	1923,6	HE260 B	HE220 B

As secções escolhidas para os pilares são muito superiores às secção necessárias para verificar a compressão simples. O facto é que o dimensionamento é na maior parte dos casos governado pelas verificações de instabilidade dos membros, com a excepção da estrutura de três pisos, onde devido ao critério de capacity design  $\frac{\sum M_{ci}}{\sum M_{bi}} \geq 1.3$  foram adoptados perfis mais robustos.

Do dimensionamento das vigas obtiveram-se os seguintes elementos apresentados na Tabela 9.

Tabela 9- Dimensão e flechas máximas verticais das vigas

	limite de deformação vão/250 (mm)	flechas determinadas (mm)	Viga
ELS cobertura	24	6,3	IPE 300
ELS Piso tipo	24	7,5	IPE 300

Com a definição e pré-dimensionamento das estruturas passou-se ao dimensionamento sísmico.

## 3.6.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

O dimensionamento efectuou-se segundo o EC8 e o IFBD. Em ambos os métodos as verificações das secções incluem as alterações sugeridas no (Cap. 2.2.6), de forma a ser possível estabelecer comparações entre ambos os métodos.

a) Procedimento: EC8 ( $q=6.5$ )

O dimensionamento é realizado para três tipos de acelerações, respectivamente,  $a_g=0.15g$ ,  $a_g=0.3g$  e  $a_g=0.5g$ . O coeficiente de redução das forças e amplificação de deslocamentos adoptado é  $q=6.5$ . A determinação das forças sísmicas em altura é um método iterativo, já que se tem que garantir que  $\theta \leq 0.1$  e ao mesmo tempo que os drifts não ultrapassem o limite considerado de 0.75%. Assumindo uma análise elástica obtêm-se os valores da Tabela 10.

Tabela 10- Tabela resumo das soluções EC8 ( $q=6.5$ ) para 3 pisos

	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	Vb (kN)	$T_1$ (s)	Massa sísmica (t)	Peso de aço (t)
$a_g=0.15g$	3	IPE 300	HE 450 B	HE 450 B	P- $\Delta$	98.73	0.71	206.4	9.33
	2	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B					
	1	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B					
$a_g=0.3g$	3	IPE 300	HE 450 B	HE 450 B	P- $\Delta$	197.46	0.71	206.4	11.01
	2	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B					
	1	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B					
$a_g=0.5g$	3	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B	Drifts	458.63	0.52	210.7	15.28
	2	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M					
	1	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M					

As soluções estruturais para  $a_g=0.15g$  e  $a_g=0.3g$  são as mesmas e os critérios condicionantes no dimensionamento são garantir que o coeficiente de estabilidade ( $\theta$ ) fosse inferior a 0.1, de forma a evitar a presença de efeitos de segunda ordem.

b) Procedimento: EC8 ( $q=4$ )

O coeficiente de comportamento e de amplificação de deslocamentos é  $q_d=q=4$ , para os três níveis de intensidade sísmica. É, portanto, considerado um pórtico de ligações rígidas menos dissipativo à luz do EC8 e, como tal, temos maiores esforços de dimensionamento.

Tabela 11- Tabela resumo das soluções EC8 ( $q=4$ ) para 3 pisos

	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	Vb (kN)	$T_1$ (s)	Massa sísmica (t)	Peso de aço (t)
$a_g=0.15g$	3	IPE 300	HE 360 B	HE 360 B	P- $\Delta$	129.87	0.87	204.8	9.33
	2	IPE 360	HE 360 B	HE 360 B					
	1	IPE 360	HE 360 B	HE 360 B					
$a_g=0.3g$	3	IPE 300	HE 360 B	HE 400 B	Drifts	269.42	0.84	205.0	9.65
	2	IPE 360	HE 360 B	HE 400 B					
	1	IPE 360	HE 360 B	HE 400 B					
$a_g=0.5g$	3	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B	Drifts	745.27	0.52	210.1	15.28
	2	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M					
	1	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M					

O facto de se estar a aumentar o nível de intensidade sísmica conduz a uma necessária rigidificação da estrutura. Porém, as pequenas diferenças estruturais entre a solução para o nível de intensidade sísmica  $a_g=0.15g$  e  $a_g=0.3g$  provam que existe rigidez suficiente para garantir a inexistência de efeitos de segunda ordem.

## c) Procedimento: IFBD

A determinação do corte basal de dimensionamento nesta situação, passa pela determinação da força de corte necessária para o aparecimento da primeira rótula plástica na zona mais crítica, isto é, impõe-se que  $V_d = V_{1y}$ .

As intensidades sísmicas, em conjunto com os dados das estruturas, fornecem o valor do corte basal elástico. Por outro lado, com base na análise elástica, pode-se estimar qual o valor do corte basal necessário para que se forme a primeira rótula. Com a razão destes valores determina-se o coeficiente de comportamento  $e$ , portanto, este reflecte as secções da solução estrutural e o padrão de cargas reais.

Tabela 12- Tabela resumo das soluções IFBD para 3 pisos

	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	Vb (kN)	q	T <sub>1</sub> (s)	Massa sísmica (t)	Peso de aço (t)
a <sub>g</sub> =0.15g	3	IPE 300	HE 240 B	HE 280 B	P-Δ	178.01	1.97	1.27	202.0	6.57
	2	IPE 300	HE 240 B	HE 280 B						
	1	IPE 300	HE 240 B	HE 280 B						
a <sub>g</sub> =0.3g	3	IPE 300	HE 340 B	HE 400 B	Drifts	471.18	2.26	0.85	204.9	9.47
	2	IPE 360	HE 340 B	HE 400 B						
	1	IPE 360	HE 340 B	HE 400 B						
a <sub>g</sub> =0.5g	3	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B	Drifts	1222.2	2.44	0.52	210.7	15.28
	2	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M						
	1	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M						

Na Tabela 12 apresenta-se um resumo das soluções estruturais obtidos. Pode-se verificar que, para os diferentes níveis de intensidade sísmica, a rigidez da estrutura aumenta de forma mais ou menos proporcional, indicando assim que se atingem configurações estruturais mais realistas. Observando o critério condicionante no dimensionamento podemos dizer que para intensidades sísmicas superiores a a<sub>g</sub>=0.3g as soluções adquirem rigidez entre pisos suficientes, porém os deslocamentos obtidos são superiores aos admitidos.

### 3.7. DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE 5 PISOS

#### 3.7.1. DIMENSIONAMENTO PARA CARGAS VERTICAIS

A análise estática foi realizada com as mesmas condições das análises de três pisos, com a combinação típica de dimensionamento. A escolha da dimensão dos membros foi calculada com base nos requisitos de resistência da secção e instabilidade para o estado limite último (ELU) e, por outro lado, foi também verificada a flecha de serviço para a combinação de serviço nas vigas.

O pré-dimensionamento dos pilares foi realizado com base nas cargas verticais para as várias soluções estruturais, tendo sido realizada uma redução de secção em altura sempre que se justifique. No que concerne às vigas estas foram calculadas através das cargas aplicadas no pórtico.

Nas Tabelas 13 a 16 apresenta-se um resumo das soluções obtidas.

Tabela 13- Esforços axiais nos pilares das estruturas de 5 pisos devido às cargas gravíticas.

Piso	Esforços axiais - 5 Pisos (kN)	
	Pilares centrais	Pilares exteriores
5	284	142
4	672	336
3	1059	529
2	1447	723
1 (base)	1834	917

Tabela 14- Secções dos pilares resultantes do dimensionamento gravítico para as estruturas de 5 pisos.

Piso	Área mínima da secção		Secção escolhida	
	Pilares centrais	Pilares exteriores	Pilares centrais	Pilares exteriores
5	1032,7	516,4	HE 260 B	HE 220 B
4	2443,6	1221,8	HE 260 B	HE 220 B
3	3850,9	1923,6	HE 260 B	HE 220 B
2	5261,8	2629,1	HE 280 B	HE 260 B
1 (base)	6669,1	3334,5	HE 280 B	HE 260 B

As secções escolhidas para os pilares são muito superiores às secções necessárias para verificara resistência ao esforço axial. O facto é que o dimensionamento é na maior parte dos casos condicionado pelas verificações de instabilidade dos membros. De seguida apresenta-se para o caso de cinco pisos os valores de esforço axial de dimensionamento (Tabela 15).

Tabela 15- Esforço axial e de dimensionamento

Piso	Pilares centrais		pilares exteriores	
	Ned (kN)	Nb,rd (kN)	Ned (kN)	Nb,rd (kN)
5	284	1827,5	142	1184,3
4	672	1827,5	336	1184,3
3	1059	1827,5	529	1184,3
2	1447	2181,2	723	1827,5
1 (base)	1834	2181,2	917	1827,5

Do dimensionamento das vigas obtemos os seguintes elementos Tabela 16

Tabela 16- Dimensão e flechas máximas verticais das vigas

	limite de deformação vão/250 (mm)	flechas determinadas (mm)	Viga
ELS cobertura	24	6,3	IPE 300
ELS Piso tipo	24	7,5	IPE 300

Com a definição e pré-dimensionamento das estruturas podemos passar para o dimensionamento sísmico.

### 3.7.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

O dimensionamento do conjunto de estruturas será realizado pelo EC8 (FBD) e pelo IFBD. Em ambos os métodos as verificações das secções incluem as alterações sugeridas no (Cap. 2.2), para que seja possível estabelecer comparações entre ambos os métodos.

O dimensionamento para as estruturas de cinco pisos é, em tudo, similar ao de três pisos, porém as estruturas são mais flexíveis. É, portanto, um desafio maior garantir que se verifiquem todas as condições de dimensionamento relacionadas com as deformações e com os efeitos de segunda ordem.

#### a) Procedimento: EC8 (q=6.5)

Os valores de corte basal são obtidos iterativamente num equilíbrio delicado entre a rigidez, peso, e período fundamental da estrutura, até se obter uma solução capaz de verificar que  $\theta \leq 0.1$  e drifts entre pisos que não ultrapassem os 0.75%. Em cada iteração é necessário verificar qual dos critérios está a ser limitativo para que se tome a medida estrutural mais adequada no sentido do aumento de resistência/ rigidez.

Tabela 17- Tabela resumo das soluções EC8 (q=6.5) para 5 pisos

	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério critico	V <sub>b</sub> (kN)	T <sub>1</sub> (s)	Massa sísmica (t)	Peso (t)
a <sub>g</sub> =0.15g	5	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P-Δ	157.05	0.78	360.7	25.50
	4	IPE 500	HE 500 B	HE 500 B					
	3	IPE 500	HE 500 M	HE 500 M					
	2	IPE 550	HE 500 M	HE 500 M					
	1	IPE 550	HE 500 M	HE 500 M					
a <sub>g</sub> =0.3	5	IPE 300	HE 550 B	HE 550 B	P-Δ	322.98	0.76	361.4	26.20
	4	IPE 500	HE 550 B	HE 550 B					
	3	IPE 500	HE 550 M	HE 550 M					
	2	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M					
	1	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M					
a <sub>g</sub> =0.5	5	IPE 300	HE 550 B	HE 550 B	Drifts	603.54	0.68	362.6	27.35
	4	IPE 550	HE 550 B	HE 550 B					
	3	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M					
	2	IPE 600	HE 550 M	HE 550 M					
	1	IPE 600	HE 550 M	HE 550 M					

Conforme se pode concluir da Tabela 17, as soluções estruturais pouco diferem para os diferentes tipos de intensidade sísmica. Esta observação confirma-se analisando a reduzida variação dos valores dos períodos fundamentais, bem como os pesos dos perfis das soluções estruturais.

b) Procedimento: EC8 ( $q=4$ )

Tabela 18- Tabela resumo das soluções EC8 ( $q=4$ ) para 5 pisos

	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério crítico	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Massa sísmica (t)	Peso (t)
$a_g=0.15g$	5	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	198.11	0.99	355.4	20.21
	4	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	3	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	2	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	1	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
$a_g=0.3g$	5	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	459.78	0.86	358.3	23.06
	4	IPE 500	HE 500 B	HE 500 B					
	3	IPE 500	HE 500 B	HE 500 M					
	2	IPE 500	HE 500 B	HE 500 M					
	1	IPE 500	HE 500 B	HE 500 M					
$a_g=0.5g$	5	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	Drifts	937.49	0.71	361.9	26.65
	4	IPE 550	HE 500 B	HE 500 B					
	3	IPE 550	HE 500 M	HE 500 M					
	2	IPE 600	HE 500 M	HE 500 M					
	1	IPE 600	HE 500 M	HE 500 M					

Para o coeficiente de comportamento igual a 4, a diferença entre a solução estrutural para a intensidade sísmica  $a_g=0.15g$  e  $a_g=0.5g$  é substancial, reflectindo-se no período de vibração. Porém a diferença nos períodos não reflecte a real diferença entre as forças sísmicas aplicadas que são cerca de duas vezes e meia superior. Os drifts apenas são críticos para o caso  $a_g=0.5g$ , em tudo semelhante ao observado para o caso anterior ( $q=6.5$ ).

c) Procedimento: IFBD

O dimensionamento segundo o Improved Forced-Based Design (IFBD) implica a consideração do esforço de corte basal de dimensionamento de igual valor ao esforço de corte necessário para a formação da primeira rótula  $V_d = V_{1y}$ .

Tabela 19- Tabela resumo das soluções IFBD para 5 pisos

	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério critico	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Massa sísmica (t)	Peso (t)	Piso
$a_g=0.15g$	5	IPE 300	HE 340 B	HE 360 B	P- $\Delta$	315.37	1.57	1.56	350.2	14.99
	4	IPE 330	HE 340 B	HE 360 B						
	3	IPE 330	HE 360 B	HE 400 B						
	2	IPE 330	HE 360 B	HE 400 B						
	1	IPE 330	HE 360 B	HE 400 B						
$a_g=0.3g$	5	IPE 300	HE 400 B	HE 400 B	Drifts	634.04	2.1	1.18	353.7	18.5
	4	IPE 400	HE 400 B	HE 400 B						
	3	IPE 400	HE 500 B	HE 500 B						
	2	IPE 400	HE 500 B	HE 500 B						
	1	IPE 400	HE 500 B	HE 500 B						
$a_g=0.5g$	5	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	Drifts	1665.2	2.25	0.71	361.7	26.65
	4	IPE 550	HE 500 B	HE 500 B						
	3	IPE 550	HE 500 M	HE 500 M						
	2	IPE 600	HE 500 M	HE 500 M						
	1	IPE 600	HE 500 M	HE 500 M						

Na Tabela 19 podemos verificar que para pequenas intensidades sísmicas (0.15g) o critério condicionante continua a ser as verificações dos efeitos P- $\Delta$ . No entanto, para  $a_g=0.3g$  o critério condicionante foi o controlo dos drifts entre pisos. Isto pode dever-se ao facto de, para que os efeitos de segunda ordem sejam dispensados, a estrutura tem de ter uma rigidez de andar mínima (que decresce à medida que a resistência lateral decresce). Os diferentes níveis de intensidade sísmica reflectem-se no dimensionamento, conduzindo a uma baixa variação da rigidez da estrutura, indicando que se atingem configurações estruturais realistas.

### 3.8. DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE 7 PISOS

#### 3.8.1. DIMENSIONAMENTO PARA CARGAS VERTICAIS

Os cálculos efectuados são idênticos aos das estruturas anteriores, e como tal, apresenta-se de seguida um resumo das soluções obtidas (Tabela 20 até 22).

Tabela 20- Esforços axiais nas estruturas de 7 Pisos devido às cargas gravíticas.

Piso	Esforços axiais - 7 Pisos (kN)	
	Pilares centrais	Pilares exteriores
7	284	142
6	672	336
5	1059	529
4	1447	723
3	1834	917
2	2222	1111
1 (base)	2609	1304

Tabela 21- Secções dos pilares resultantes do dimensionamento gravítico para estruturas de 7 Pisos.

Piso	Área mínima da secção		Secção escolhida	
	Pilares centrais	Pilares exteriores	Pilares centrais	Pilares exteriores
7	1032,7	516,4	HE 260 B	HE 220 B
6	2443,6	1221,8	HE 260 B	HE 220 B
5	3850,9	1923,6	HE 280 B	HE 260 B
4	5261,8	2629,1	HE 280 B	HE 260 B
3	6669,1	3334,5	HE 320 B	HE 280 B
2	8080,0	4040,0	HE 320 B	HE 280 B
1 (base)	9487,3	4741,8	HE 320 B	HE 280 B

Do dimensionamento das vigas obtemos os elementos da Tabela 21.

Tabela 22- Dimensão e flechas máximas verticais das vigas

	limite de deformação vão/250 (mm)	flechas determinadas (mm)	Viga
ELS cobertura	24	6,3	IPE 300
ELS Piso tipo	24	7,5	IPE 300

Com a definição e pré-dimensionamento das estruturas podemos passar para o dimensionamento sísmico.

### 3.8.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO

O dimensionamento do conjunto de estruturas será realizado pelo EC8 (FBD) e pelo IFBD. Em ambos os métodos, as verificações das secções incluem as alterações sugeridas no (Cap. 2.2), para que seja possível estabelecer comparações entre ambos os métodos.

As estruturas de sete pisos são muito flexíveis. O processo de dimensionamento é idêntico ao das outras estruturas, porém, existe a necessidade de aumentar a atenção na selecção da secção crítica para a determinação do corte basal de dimensionamento.

a) Procedimento: EC8 ( $q=6.5$ )

Em cada iteração é necessário verificar qual dos critérios é mais restritivo para que as medidas estruturais o reflectam e mitiguem o critério em causa. (Tabela 23).

Tabela 23- Tabela resumo das soluções EC8 ( $q=6.5$ ) para 7 pisos

	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério critico	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Massa sísmica (t)	Peso (t)
$a_g=0.15g$	7	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	239.96	0.93	664.2	38.28
	6	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	5	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	4	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	3	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	2	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	1	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
$a_g=0.3g$	7	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	479.91	0.93	664.2	38.28
	6	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	5	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	4	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	3	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	2	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	1	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
$a_g=0.5g$	7	IPE 300	HE 500 M	HE 500 M	Drifts	822.11	0.91	668.2	42.23
	6	IPE 500	HE 500 M	HE 500 M					
	5	IPE 500	HE 500 M	HE 500 M					
	4	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	3	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	2	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	1	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					

As estruturas de sete pisos são bastante flexíveis, pois, para forças relativamente baixas é necessário uma estrutura robusta para a verificação do critério relativo à consideração dos efeitos de segunda ordem. As soluções estruturais são iguais para as intensidades  $a_g=0.15g$  e  $a_g=0.3g$ , o que denota a invariabilidade de na solução estrutural entrar o efeito do aumento da força sísmica. Em termos do nível de intensidade sísmica, as soluções estruturais pouco alteram. No entanto, o critério condicionante de dimensionamento são as verificações dos drifts.

b) Procedimento: EC8 ( $q=4$ )

Tabela 24- Tabela resumo das soluções EC8 ( $q=4$ ) para 7 pisos

	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério critico	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Massa sísmica (t)	Peso (t)
$a_g=0.15g$	7	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	298.48	1.12	659.9	33.93
	6	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	5	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	4	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	3	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M					
	2	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M					
	1	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M					
$a_g=0.3g$	7	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	616.97	1.16	659.6	33.7
	6	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	5	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B					
	4	IPE 500	HE 500 B	HE 500 B					
	3	IPE 500	HE 600 M	HE 600 M					
	2	IPE 500	HE 600 M	HE 600 M					
	1	IPE 500	HE 600 M	HE 600 M					
$a_g=0.5g$	7	IPE 300	HE 500 M	HE 500 M	Drifts	1335.9	0.91	668.2	42.23
	6	IPE 500	HE 500 M	HE 500 M					
	5	IPE 500	HE 500 M	HE 500 M					
	4	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	3	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	2	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					
	1	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M					

As diferenças das forças sísmicas entre as diferentes soluções da Tabela 24 estão bem definidas, reflectindo também, no período de vibração, as características das estruturas. Os drifts são apenas críticos para  $a_g=0.5g$ .

c) Procedimento: IFBD

A reorganização do método de dimensionamento sísmico EC8-FBD implica a consideração do esforço de corte basal de dimensionamento igual valor ao esforço de corte necessário para a formação da primeira rótula  $V_d = V_{1y}$ .

Tabela 25- Tabela resumo das soluções IFBD para 7 pisos

	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério critico	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Massa sísmica (t)	Peso (t)	Piso
$a_g=0.15g$	7	IPE 300	HE 340 B	HE 340 B	P- $\Delta$	700.5	1.76	1.6	649.6	23.68
	6	IPE 400	HE 400 B	HE 400 B						
	5	IPE 400	HE 400 B	HE 400 B						
	4	IPE 450	HE 400 B	HE 400 B						
	3	IPE 450	HE 400 B	HE 400 B						
	2	IPE 450	HE 400 B	HE 400 B						
	1	IPE 450	HE 400 B	HE 400 B						
$a_g=0.3g$	7	IPE 300	HE 340 B	HE 340 B	P- $\Delta$	979.44	2.21	1.31	652.8	26.87
	6	IPE 400	HE 340 B	HE 340 B						
	5	IPE 400	HE 340 B	HE 340 B						
	4	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B						
	3	IPE 500	HE 550 B	HE 550 B						
	2	IPE 500	HE 550 B	HE 550 B						
	1	IPE 500	HE 550 B	HE 550 B						
$a_g=0.5g$	7	IPE 300	HE 500 M	HE 500 M	Drifts	1757.9	3.03	0.92	668.2	42.23
	6	IPE 500	HE 500 M	HE 500 M						
	5	IPE 500	HE 500 M	HE 500 M						
	4	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M						
	3	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M						
	2	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M						
	1	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M						

Na Tabela 25 podemos é possível verificar que, para intensidades sísmicas de 0.15g e 0.3g, o critério condicionante continua a ser a verificação dos efeitos P- $\Delta$ . Pode-se verificar que, para os diferentes níveis de intensidade sísmica, a rigidez da estrutura adquire uma mutabilidade maior, indicando que se atingem configurações estruturais mais factuais.

Observando o critério condicionante pode-se afirmar que, para  $a_g=0.5g$ , a solução tem a rigidez entre pisos suficiente porém os deslocamentos são superiores aos considerados admissíveis (0.75% drift). Outro facto importante está reflectido no coeficiente de comportamento elevado obtido para este nível de intensidade sísmica, obtendo-se valores próximos da análise EC8 ( $q=4$ ). Isto significa que o EC8 apenas conduz a dimensionamentos realistas quando estamos perante cenários de grande intensidade sísmica.

### 3.9. COMPARAÇÃO DAS SOLUÇÕES

A primeira conclusão que é possível retirar das tabelas anteriores, comparando as diferentes abordagens, é que a metodologia proposta pelo actual regulamento (EC8) para dimensionamento sísmico, é pouco realista, não espelhando a real variação da estrutura nos vários cenários considerados. A escolha dos diferentes níveis de ductilidade DCH, DCM e DCL (como proposto na Tabela 6.2 do EC8), leva à determinação de diferentes valores para o coeficiente de comportamento  $q$ . Porém, estes valores são injustificáveis, visto que não se pode estimar o nível de dissipação necessário de uma estrutura com base simplesmente neste coeficiente.

As tabelas seguintes pretendem resumir todas as soluções obtidas para os diferentes tipos de abordagem de dimensionamento EC8, e IFBD.

Tabela 26- Soluções estruturais para estruturas de 3 pisos  $a_g=0.15g$

	$q$	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0.15g$	6.5	3	IPE 300	HE 450 B	HE 450 B	P- $\Delta$	98.73	0.71	11.01
		2	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B				
		1	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B				
	4	3	IPE 300	HE 360 B	HE 360 B	P- $\Delta$	129.87	0.87	9.33
		2	IPE 360	HE 360 B	HE 360 B				
		1	IPE 360	HE 360 B	HE 360 B				
	2	3	IPE 300	HE 240 B	HE 280 B	P- $\Delta$	178.01	1.27	6.57
		2	IPE 300	HE 240 B	HE 280 B				
		1	IPE 300	HE 240 B	HE 280 B				

Tabela 27- Soluções estruturais para estruturas de 3 pisos  $a_g=0.3g$

	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0.3g$	6.5	3	IPE 300	HE 450 B	HE 450 B	P- $\Delta$	197.46	0.71	11.01
		2	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B				
		1	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B				
	4	3	IPE 300	HE 360 B	HE 400 B	Drifts	269.42	0.84	9.65
		2	IPE 360	HE 360 B	HE 400 B				
		1	IPE 360	HE 360 B	HE 400 B				
	2.3	3	IPE 300	HE 340 B	HE 400 B	Drifts	471.18	0.85	9.47
		2	IPE 360	HE 340 B	HE 400 B				
		1	IPE 360	HE 340 B	HE 400 B				

Tabela 28- Soluções estruturais para estruturas de 3 pisos  $a_g=0.5g$

	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0.5g$	6.5	3	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B	Drifts	458.63	0.52	15.28
		2	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M				
		1	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M				
	4	3	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B	Drifts	745.27	0.52	15.28
		2	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M				
		1	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M				
	2.44	3	IPE 400	HE 450 B	HE 450 B	Drifts	1222.2	0.52	15.28
		2	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M				
		1	IPE 500	HE 450 M	HE 450 M				

Tabela 29- Soluções estruturais para estruturas de 5 pisos  $a_g=0.15g$

	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0.15g$	6.5	5	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	157.05	0.78	25.50
		4	IPE 500	HE 500 B	HE 500 B				
		3	IPE 500	HE 500 M	HE 500 M				
		2	IPE 550	HE 500 M	HE 500 M				
		1	IPE 550	HE 500 M	HE 500 M				
	4	5	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	198.11	0.99	20.21
		4	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		3	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		2	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		1	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
	1.57	5	IPE 300	HE 340 B	HE 360 B	P- $\Delta$	315.37	1.56	14.99
		4	IPE 330	HE 340 B	HE 360 B				
		3	IPE 330	HE 360 B	HE 400 B				
		2	IPE 330	HE 360 B	HE 400 B				
		1	IPE 330	HE 360 B	HE 400 B				

Tabela 30- Soluções estruturais para estruturas de 5 pisos  $a_g=0.3g$

	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0.3g$	6.5	5	IPE 300	HE 550 B	HE 550 B	P- $\Delta$	322.98	0.76	26.20
		4	IPE 500	HE 550 B	HE 550 B				
		3	IPE 500	HE 550 M	HE 550 M				
		2	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M				
		1	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M				
	4	5	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	459.78	0.86	23.06
		4	IPE 500	HE 500 B	HE 500 B				
		3	IPE 500	HE 500 B	HE 500 M				
		2	IPE 500	HE 500 B	HE 500 M				
		1	IPE 500	HE 500 B	HE 500 M				
	2.1	5	IPE 300	HE 400 B	HE 400 B	Drifts	634.04	1.18	18.5
		4	IPE 400	HE 400 B	HE 400 B				
		3	IPE 400	HE 500 B	HE 500 B				
		2	IPE 400	HE 500 B	HE 500 B				
		1	IPE 400	HE 500 B	HE 500 B				

Tabela 31- Soluções estruturais para estruturas de 5 pisos  $a_g=0.5g$

	q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Peso de aço (t)
$a_g=0.5g$	6.5	5	IPE 300	HE 550 B	HE 550 B	Drifts	603.544	0.68	27.35
		4	IPE 550	HE 550 B	HE 550 B				
		3	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M				
		2	IPE 600	HE 550 M	HE 550 M				
		1	IPE 600	HE 550 M	HE 550 M				
	4	5	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	Drifts	937.49	0.71	26.65
		4	IPE 550	HE 500 B	HE 500 B				
		3	IPE 550	HE 500 M	HE 500 M				
		2	IPE 600	HE 500 M	HE 500 M				
		1	IPE 600	HE 500 M	HE 500 M				
	2.25	5	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	Drifts	1665.18	0.71	26.65
		4	IPE 550	HE 500 B	HE 500 B				
		3	IPE 550	HE 500 M	HE 500 M				
		2	IPE 600	HE 500 M	HE 500 M				
		1	IPE 600	HE 500 M	HE 500 M				

Tabela 32- Soluções estruturais para estruturas de 7 pisos  $a_g=0.15g$

q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Peso de aço (t)	
$a_g=0.15g$	6.5	7	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	239.96	0.93	38.28
		6	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		5	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		4	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		3	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		2	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		1	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
	4	7	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	298.48	1.12	33.93
		6	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		5	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		4	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		3	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M				
		2	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M				
		1	IPE 550	HE 550 M	HE 550 M				
	1.76	7	IPE 300	HE 340 B	HE 340 B	P- $\Delta$	700.5	1.6	23.68
		6	IPE 400	HE 400 B	HE 400 B				
		5	IPE 400	HE 400 B	HE 400 B				
		4	IPE 450	HE 400 B	HE 400 B				
		3	IPE 450	HE 400 B	HE 400 B				
		2	IPE 450	HE 400 B	HE 400 B				
		1	IPE 450	HE 400 B	HE 400 B				

Tabela 33- Soluções estruturais para estruturas de 7 pisos  $a_g=0.3g$

q	Piso	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Peso de aço (t)	
$a_g=0.3g$	6.5	7	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	479.91	0.93	38.28
		6	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		5	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		4	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		3	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		2	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		1	IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
	4	7	IPE 300	HE 500 B	HE 500 B	P- $\Delta$	616.97	1.16	33.7
		6	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		5	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		4	IPE 500	HE 500 B	HE 500 B				
		3	IPE 500	HE 600 M	HE 600 M				
		2	IPE 500	HE 600 M	HE 600 M				
		1	IPE 500	HE 600 M	HE 600 M				
	2.21	7	IPE 300	HE 340 B	HE 340 B	P- $\Delta$	979.44	1.31	26.87
		6	IPE 400	HE 340 B	HE 340 B				
		5	IPE 400	HE 340 B	HE 340 B				
		4	IPE 450	HE 500 B	HE 500 B				
		3	IPE 500	HE 550 B	HE 550 B				
		2	IPE 500	HE 550 B	HE 550 B				
		1	IPE 500	HE 550 B	HE 550 B				

Tabela 34- Soluções estruturais para estruturas de 7 pisos  $a_g=0.5g$

	q	Vigas	Pilares exteriores	Pilares interiores	critério dim.	$V_b$ (kN)	$T_1$ (s)	Peso de aço(t)
$a_g=0.5g$	6.5	IPE 300	HE 500 M	HE 500 M	Drifts	822.11	0.91	42.23
		IPE 500	HE 500 M	HE 500 M				
		IPE 500	HE 500 M	HE 500 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
	4	IPE 300	HE 500 M	HE 500 M	Drifts	1335.94	0.91	42.23
		IPE 500	HE 500 M	HE 500 M				
		IPE 500	HE 500 M	HE 500 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
	3.03	IPE 300	HE 500 M	HE 500 M	Drifts	1757.9	0.92	42.23
		IPE 500	HE 500 M	HE 500 M				
		IPE 500	HE 500 M	HE 500 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				
		IPE 600	HE 700 M	HE 700 M				

A análise das tabelas permite afirmar que, de acordo com o regulamento actual, adoptar coeficientes de comportamento superiores, conduz a estruturas cada vez mais rígidas. Por outro lado, as exigências de classe de ductilidade das secções são também superiores. Isto não é preocupante, visto que as secções finais também são maiores com o aumento do coeficiente de comportamento; na maior parte dos casos estamos perante de secções de Classe 1. Nas tabelas e figuras seguintes apresenta-se a comparação dos pesos das estruturas das diversas soluções.

Tabela 35- Comparação dos pesos das estruturas de 3 pisos

	q	Peso de aço (t)	Variação (%)
$a_g=0.15g$	FBD (q=6.5)	11.01	67.58%
	FBD (q=4)	9.33	42.01%
	IFBD (q=1.97)	6.57	-
$a_g=0.3g$	FBD (q=6.5)	11.01	16.26%
	FBD (q=4)	9.65	1.90%
	IFBD (q=2.3)	9.47	-
$a_g=0.5g$	FBD (q=6.5)	15.28	-
	FBD (q=4)	15.28	-
	IFBD (q=2.44)	15.28	-

Tabela 36- Comparação dos pesos das estruturas de 5 pisos

	q	Peso de aço (t)	Variação (%)
$a_g=0.15g$	FBD (q=6.5)	25.5	41.11%
	FBD (q=4)	20.21	34.82%
	IFBD (q=1.97)	14.99	-
$a_g=0.3g$	FBD (q=6.5)	26.2	41.62%
	FBD (q=4)	23.06	24.65%
	IFBD (q=2.3)	18.5	-
$a_g=0.5g$	FBD (q=6.5)	27.35	2.63%
	FBD (q=4)	26.65	-
	IFBD (q=2.44)	26.65	-

Tabela 37- Comparação dos pesos das estruturas de 7 pisos

	q	Peso de aço (t)	Variação (%)
$a_g=0.15g$	FBD (q=6.5)	38.28	61.66%
	FBD (q=4)	33.93	43.29%
	IFBD (q=1.97)	23.68	-
$a_g=0.3g$	FBD (q=6.5)	38.28	42.46%
	FBD (q=4)	33.7	25.42%
	IFBD (q=2.3)	26.87	-
$a_g=0.5g$	FBD (q=6.5)	42.23	-
	FBD (q=4)	42.23	-
	IFBD (q=2.44)	42.23	-

O facto de se adoptar coeficientes de comportamento maiores, conduz a uma solução estrutural mais pesada, apesar do valor de corte basal de dimensionamento ser inferior (Tabelas 27 até 37). É importante realçar que as estruturas são obtidas através de um método iterativo, onde sempre que for necessário aumentar a rigidez optou-se em primeiro lugar por aumentar a secção dos pilares e só depois a secção das vigas, em conformidade com o critério de capacity design.

O facto de no processo iterativo, no caso IFBD, se aumentar a rigidez dando preferência às secções das vigas (dentro dos limites do capacity design), conduz a um valor de corte basal de dimensionamento  $V_{1y}$  diferente, para um dado nível de intensidade sísmica. A forma como no IFBD se determina o  $V_{1y}$ , está relacionado com o momento plástico resistente da viga em questão e como tal, com o aumento da secção o valor do corte correspondente à primeira rótula plástica também vai aumentar.

Se a atribuição de rigidez à estrutura, for de modo a dar prioridade às secções das vigas, quando a estrutura começa a ser consecutivamente carregada com a formação da primeira rótula deixamos de garantir com o critério de capacity design que não vamos ter rótulas nos topos dos pilares e, como tal, torna todo o processo um pouco incerto, algo que só pode ser esclarecido com base em análises não-lineares.

As tabelas resumo das soluções estruturais levam a concluir que quando as intensidades sísmicas aumentam, as diferenças entre as diferentes abordagens diminuem, sendo para os casos dos três e sete pisos a mesma solução e no caso dos cinco pisos apenas pequenas diferenças estruturais. Esta observação faz algum sentido quando comparamos o critério condicionante do dimensionamento e verificamos que, quando o critério são as verificações P- $\Delta$ , quanto menor for o coeficiente de comportamento mais fácil é de controlar estes efeitos e, por conseguinte, temos grandes diferenças de dimensionamento. É nos casos que temos verificações P- $\Delta$  a controlar o nosso dimensionamento para situações de intensidade sísmica fraca ou média ( $a_g=0.15g$  e  $a_g=0.3g$ ) que temos as maiores poupanças no dimensionamento graças à adopção de coeficientes mais baixos (IFBD), evitando o sobredimensionamento inerente às abordagens de  $q=4$  e  $q=6.5$  (EC8).

O que se verifica é que para EC8 ( $q=6.5$ ), para o caso de três e sete pisos para intensidades  $a_g=0.15g$  e  $a_g=0.3g$  as soluções estruturais são as mesmas, isto é, não foi possível arranjar soluções distintas, mesmo havendo intensidades sísmicas distintas. A razão para que isto aconteça reside na importância que o coeficiente de comportamento escolhido tem na verificação dos efeitos de segunda ordem segundo o dimensionamento previsto no EC8. Por outro lado no que toca às verificações dos drifts entre pisos, enquanto que a regra dos “iguais deslocamentos” seja válida, estas não são afectadas pelos diferentes coeficientes de comportamento escolhidos.

O facto de entrarmos com os coeficientes de comportamento que o EC8 nos fornece, onde, teoricamente, a escolha depende do nível de dissipação pretendido, mais ou menos dissipativo, apenas nos mostra que obtemos estruturas mais ou menos robustas e com o procedimento de cálculo fornecido pelo regulamento podemos até para estes casos obter estruturas que respondam elasticamente às solicitações sísmicas de projecto.

As figuras seguintes pretendem demonstrar qual a resposta em termos de drifts entre pisos das estruturas para acções sísmicas frequentes de projecto ( $a_g=0.3g$ ).

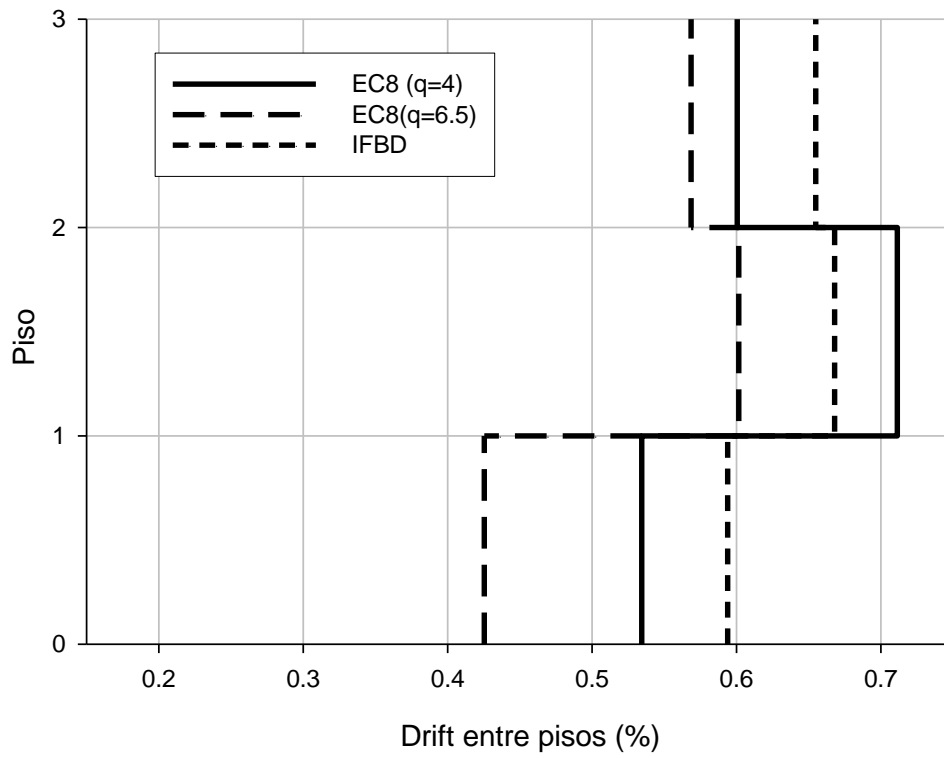


Figura 11- Drifts entre pisos para 3 pisos

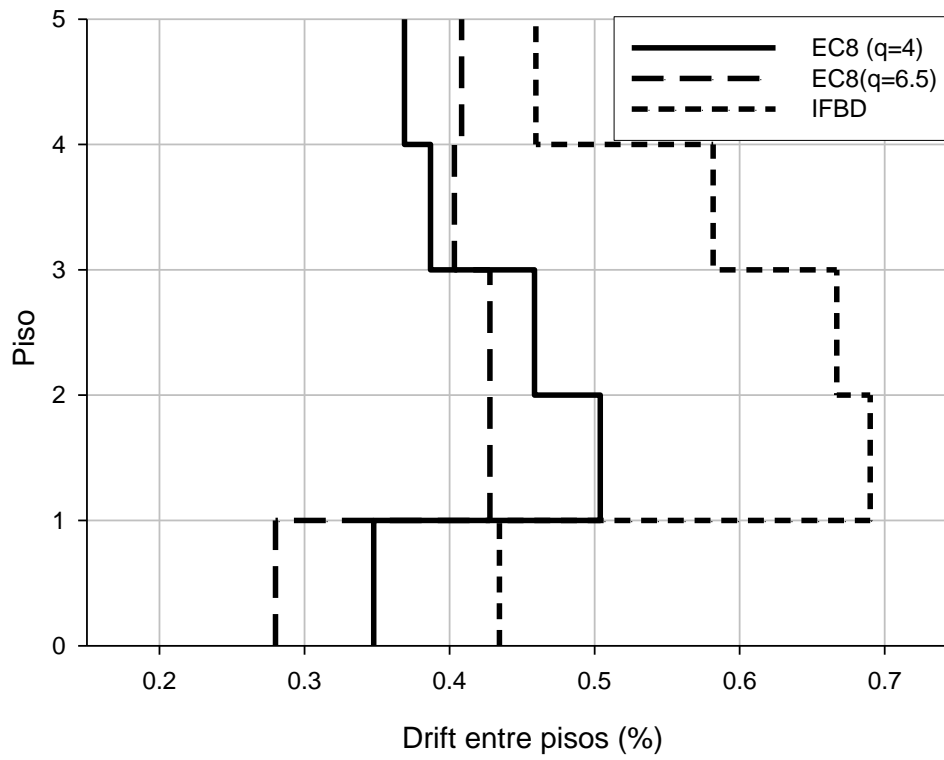


Figura 12- Drifts entre pisos para 5 pisos

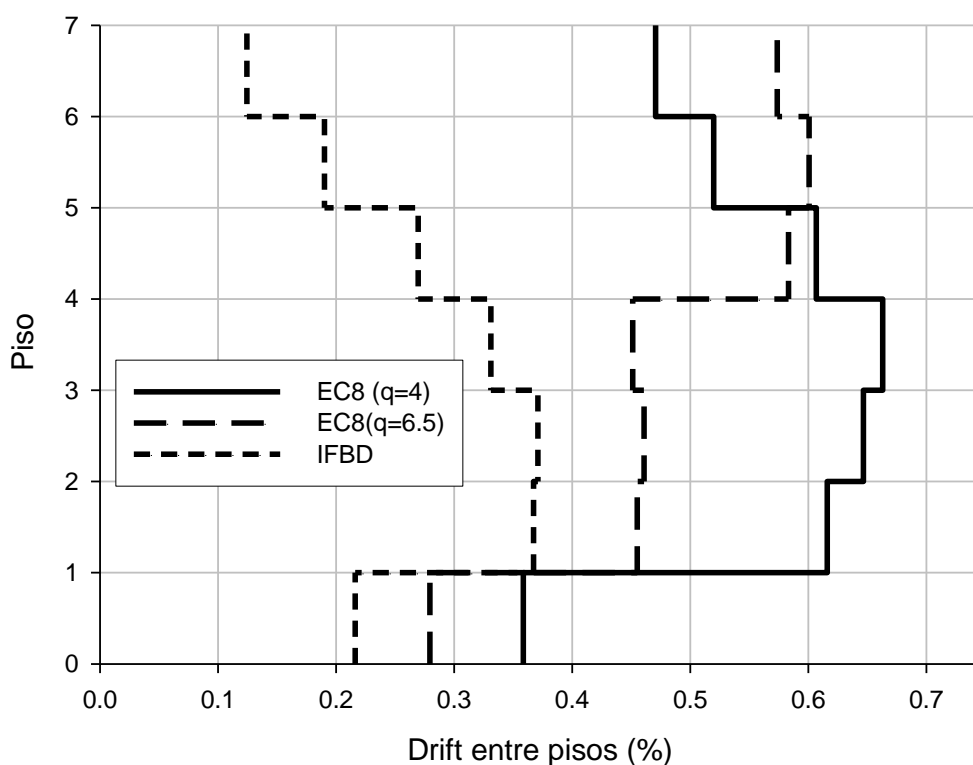


Figura 13- Drifts entre pisos para 7 pisos

Como verificado nas figuras anteriores a abordagem EC8 ( $q=4$ ) tem uma distribuição de drifts mais uniforme em altura.

### 3.10. CONCLUSÃO

Os resultados permitem concluir que as actuais abordagens de dimensionamento previstas no Eurocódigo 8, raramente produzem resultados coincidentes com os objectivos estipulados. Um injustificado sobredimensionamento cria uma estrutura necessariamente pouco económica. O método de dimensionamento Improved Force-Based Design permite colmatar os principais problemas encontrados no dimensionamento proposto pelo EC8, propondo uma forma consistente para determinação do coeficiente de comportamento, resultando inevitavelmente em soluções mais adequadas e económicas. As conclusões quanto ao real comportamento das soluções apresentadas serão obtidas no próximo capítulo, onde será possível averiguar qual o real desempenho das diferentes estruturas.

# 4

## AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO

### 4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se avaliar o comportamento para um nível de intensidade  $a_g=0.3g$  das estruturas apresentadas no capítulo anterior. São realizadas análises *pushover* para cada estrutura e a avaliação do comportamento é realizada com base em vários parâmetros de resposta. Neste capítulo pretende-se também comparar os resultados das análises não-lineares com os valores obtidos elasticamente na fase de dimensionamento.

O facto de se recorrer a uma análise não-linear justifica-se com a necessidade de integração na análise de parâmetros como a redistribuição plástica, modelação bilinear material e efeitos  $P-\Delta$ . Com a inclusão destes aspectos de comportamento é possível conhecer o mecanismo de plastificação da estrutura, entender o seu comportamento perto da rotura, e avaliar os níveis de ductilidade disponíveis.

O comportamento de uma estrutura sujeita a uma acção sísmica pode ser estudado de duas formas, com recurso a uma análise estática não-linear, também designada por análise *pushover* ou através de uma análise dinâmica não-linear, usualmente denominada de *time-history analysis*. Nos subcapítulos que se seguem será abordado o método *pushover* e será discutido o seu campo de aplicação.

## 4.2. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO-LINEAR (PUSHOVER)

### 4.2.1. ENQUADRAMENTO

A análise *pushover* consiste em aplicar a uma estrutura um padrão de carga lateral predefinido crescente que pretende simular as forças de inércia que a estrutura observaria durante um evento sísmico. O resultado é a obtenção de uma curva que relaciona o multiplicador de carga  $\lambda$  com o deslocamento  $\Delta$  de um dado nó de controlo da estrutura (por exemplo um nó de topo), geralmente designada de curva *pushover*.

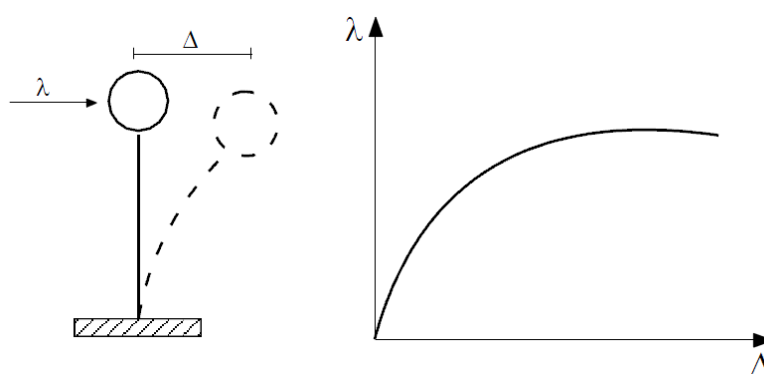


Figura 14- Exemplo da curva *pushover*

A análise *pushover* permite obter informações sobre a resistência, rigidez e ductilidade global da estrutura. A metodologia é eficiente quando aplicada a estruturas cuja resposta dinâmica é controlada essencialmente pelo primeiro modo de vibração.

Podemos sublinhar alguns propósitos determináveis com base em análises deste tipo, avaliar a resistência da estrutura bem como os níveis de sobre-resistência, avaliar a consequência da perda de resistência de um elemento no comportamento global da estrutura, determinar quais os elementos que devem ter capacidade de deformação para obter o maior dissipação de energia possível, permitir avaliar se a ductilidade disponível é compatível com a exigida pela acção sísmica.

A análise *pushover* é amplamente utilizada, porém, o facto de se basear num carregamento estático, implica que o fenómeno dinâmico não seja reproduzido com toda a complexidade que lhe está associada. Por outro lado, estamos perante um método que não entra nas suas considerações com a influência dos modos de vibração superiores e não entra com as alterações na resposta dinâmica da estrutura resultantes da degradação da rigidez provocada pela acção sísmica. Nos últimos anos têm surgido propostas para análises *pushover* mais complexas de forma a colmatar algumas lacunas e daí surgirem os padrões de carga e deslocamento adaptativos.

### 4.3. APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA DE CÁLCULO

As análises foram realizadas recorrendo ao software de análise não-linear Opensees (Open System for Earthquake Engineering Simulations), é um software de análise avançada com recurso a elementos finitos, largamente utilizado pela comunidade científica. As escolhas de modelo para todas as estruturas foram as seguintes:

- Modelação em modelo de fibras das secções;
- Elementos finitos com formulação baseada em forças e com sete pontos de integração;
- Consideração de comportamento não linear do material;
- Padrão de carga *pushover*.

As estruturas analisadas são as mesmas estruturas dimensionadas no capítulo anterior ( $a_g=0.3g$ ) com as mesmas características e com o padrão de carga proporcional ao peso e altura dos pisos.

O aço dos perfis metálicos foi modelado com uma lei de comportamento bilinear com endurecimento. A representação esquemática da curva de comportamento adoptada é apresentada na Figura 15.

A modelação das secções têm pequenas diferenças entre a situação real e o considerado pois o Opensees não considera a curvatura na ligação entre os banzos e a alma, conforme se pode verificar na Figura 16.

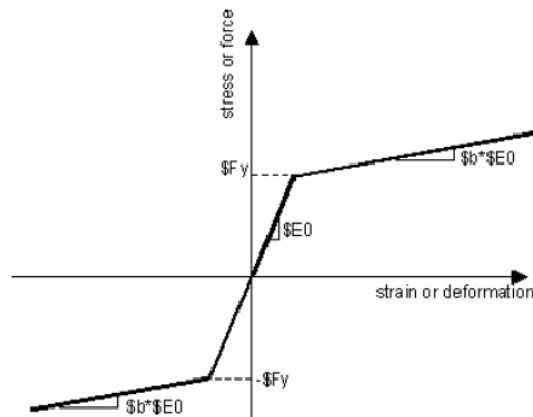


Figura 15- Modelo constitutivo adoptado para o Aço

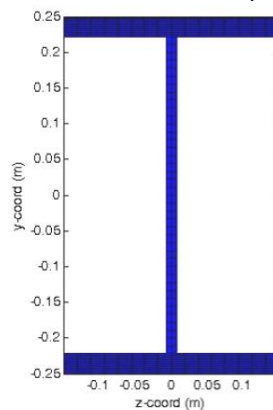


Figura 16- Secção transversal utilizada para descrever os perfis

#### 4.4. ESTRUTURA DE 3 PISOS

As curvas *pushover* foram realizadas para todas as estruturas e são apresentadas de seguida, para cada curva apresenta-se o ponto correspondente à formação da primeira rótula plástica, representa-se também o nível de corte basal elástico e de cálculo considerados no dimensionamento.

##### 4.4.1. CURVAS PUSHOVER

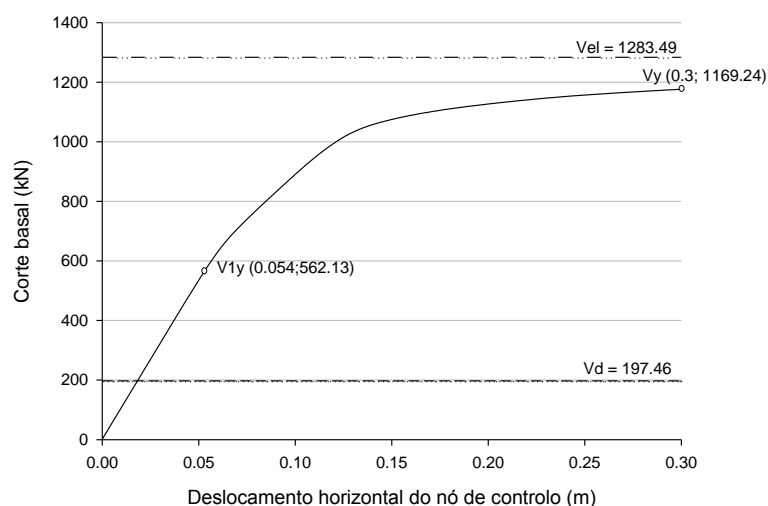


Figura 17- Curva Pushover  $a_g=0.3g$  (EC8,  $q=6.5$ ) , 3 Pisos

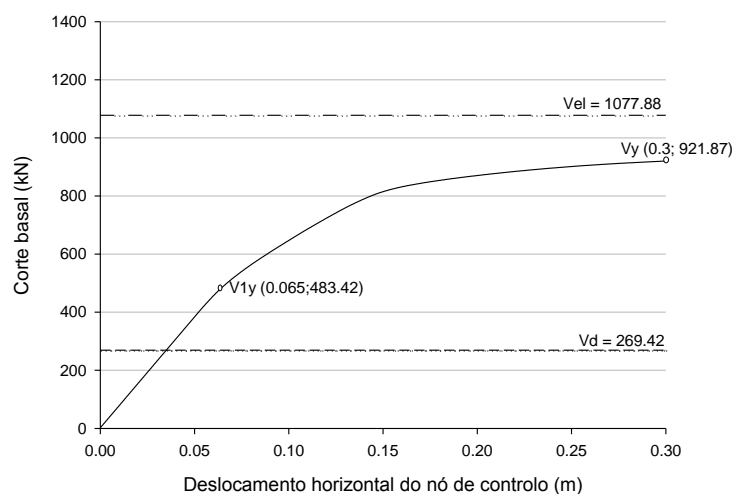


Figura 18- Curva Pushover  $a_g=0.3g$  (EC8,  $q=4$ ) , 3 Pisos

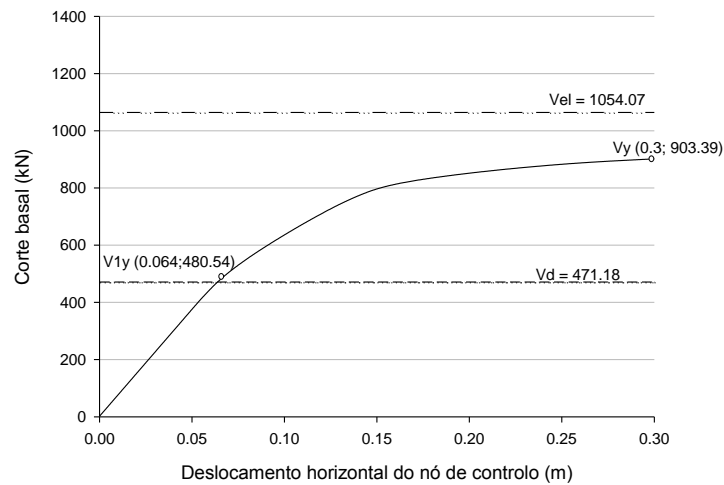
Figura 19- Curva Pushover  $a_g=0.3g$  (IFBD) , 3 Pisos

Tabela 38- Resumo das análises 3 Pisos

Análise elástica					Análise estática não-linear		
$a_g=0.3g$	Coef. de Comp.	$T_1$ (s)	$V_{1y}$ (Vd) (kN)	$V_{el}$ (kN)	$V_{1y}$ (kN)	q	$q_\mu$
	6.5	0.71	197.46	1283.49	562.13	2.28	1.10
	4.0	0.84	269.42	1077.68	483.42	2.23	1.16
	IFBD (q=2.25)	0.85	471.18	1054.07	480.54	2.19	1.17

As Figuras anteriores demonstram uma boa correlação entre os valores obtidos do dimensionamento realizado pelo IFBD, conferindo um elevado grau de precisão, não havendo um desvio no cálculo de  $V_{1y}$  superior a 2%. Por outro lado, podemos concluir que EC8 é pouco preciso e, acima de tudo, não permite controlar os parâmetros de dimensionamento de forma fiável. As diferenças entre os valores previstos no dimensionamento e os que efectivamente foram verificados na análise *pushover* são justificados pela diferença entre os perfis considerados nas análises. O sobredimensionamento inerente às abordagens EC8, em especial  $q=6.5$  faz com que apresentem estruturas mais rígidas e altamente resistentes.

O facto mais importante demonstrado na Tabela 38 é o coeficiente de comportamento real atingido nas estruturas dimensionadas através do EC8. Para ambas as abordagens rondam os valores obtidos pelo IFBD, isto é, o verdadeiro grau de redistribuição existente é estimado por uma análise elástica de dimensionamento. A incoerência do dimensionamento sísmico segundo o EC8 demonstra-se pela resposta quase elástica em estado limite último. Por outro lado, devido à capacidade de redistribuição das estruturas em causa, o comportamento dissipativo é definido por valores reduzidos de  $q_\mu$ . Nenhuma das estruturas dimensionadas pelo EC8 FBD resultou em níveis de ductilidade elevada.

#### 4.4.2. DRIFTS

Apresenta-se as distribuições de drifts entre pisos para um drift total de 0.5% e 2%

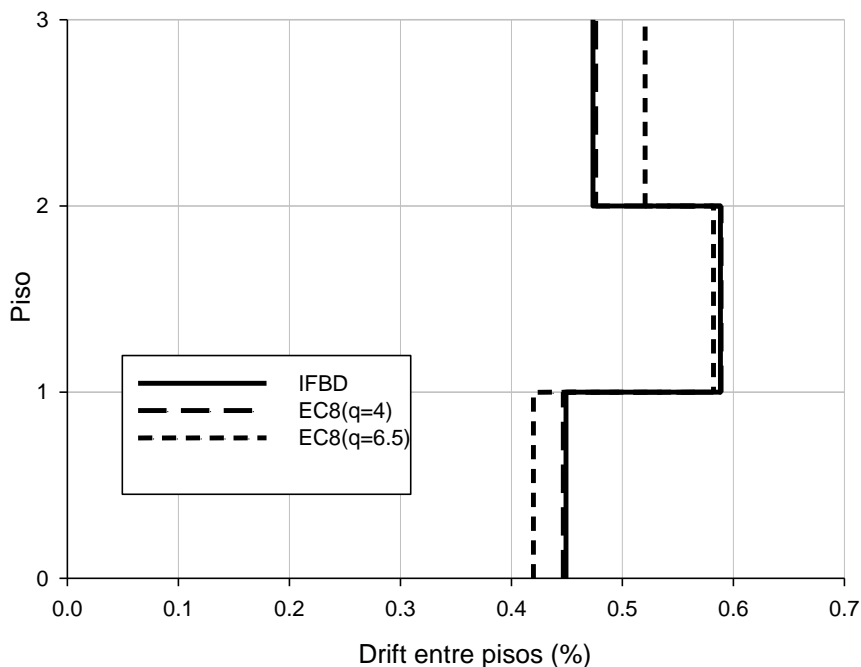


Figura 20- Distribuições de drifts entre pisos para um drift total de 0.5%

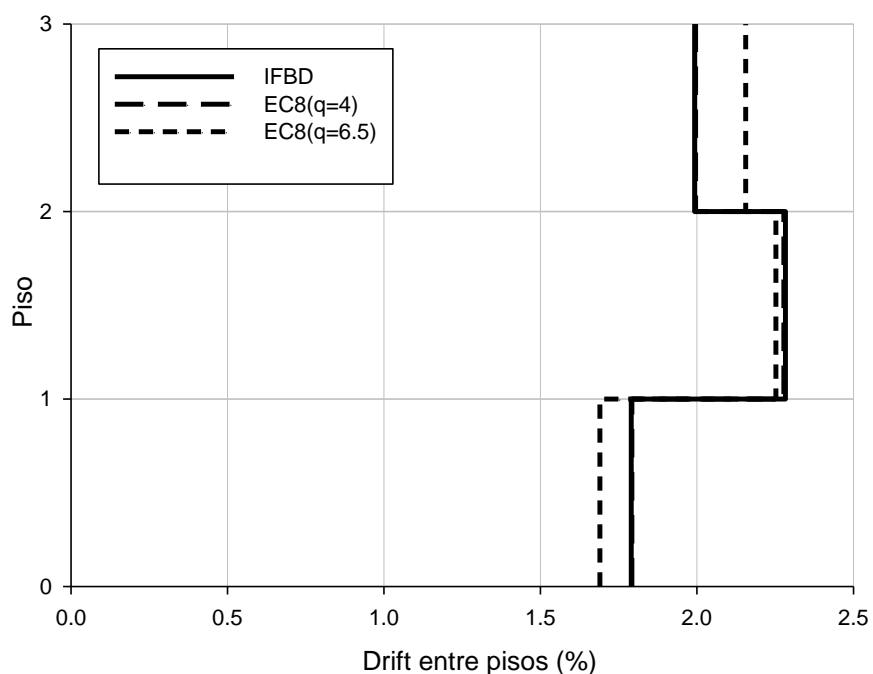


Figura 21- Distribuições de drifts entre pisos para um drift total de 2%

Pode-se observar que a distribuição dos drifts para IFBD e EC8 (q=4) são praticamente coincidentes e apresentam a distribuição mais uniforme.

#### 4.4.3. MECANISMO DE PLASTIFICAÇÃO

Apresentam-se os mecanismos de plastificação para 1% e 2% de drifts total, para as estruturas de 3 pisos.

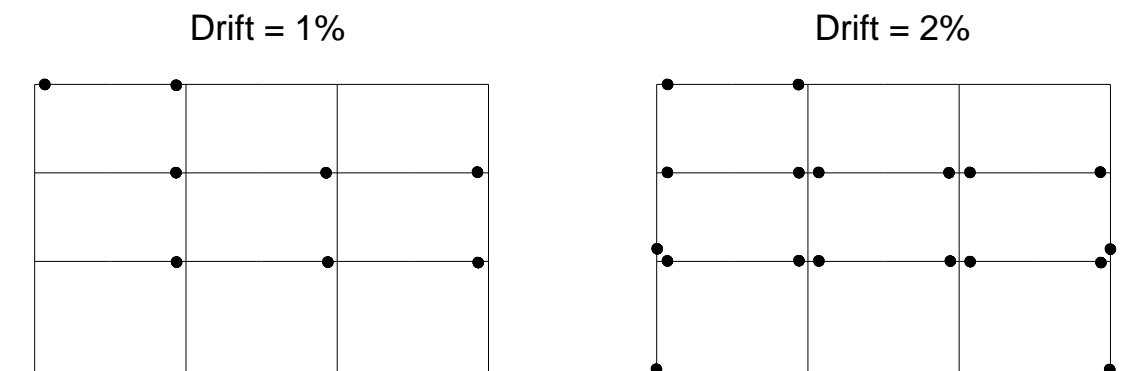


Figura 22- Rótulas plásticas para 3 pisos EC8 (q=6.5)

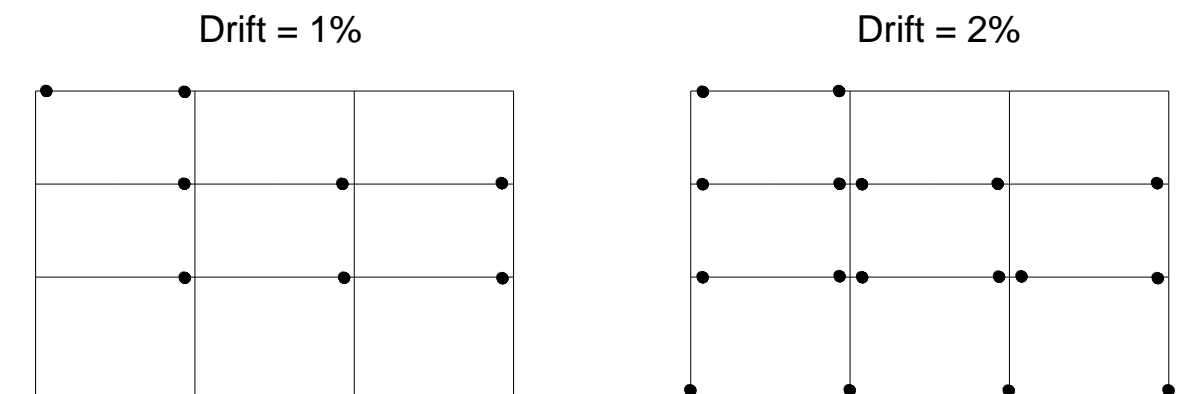


Figura 23- Rótulas plásticas para 3 pisos EC8 (q=4)

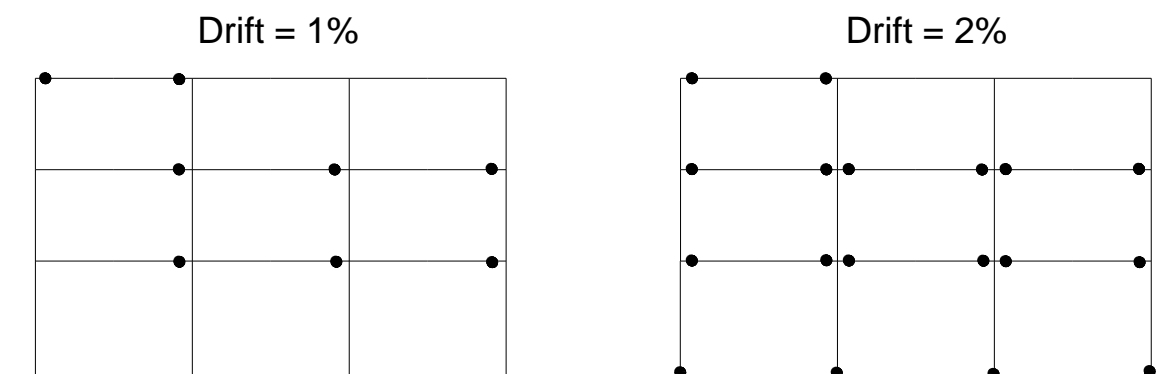


Figura 24- Rótulas plásticas para 3 pisos IFBD

Os mecanismos de plastificação das abordagens EC8 (q=4) e IFBD são iguais e não apresentam rótulas em pilares. Por outro lado para EC8 (q=6.5) aparecem rótulas ao nível dos pilares do 1º piso.

## 4.5. ESTRUTURA DE 5 PISOS

As curvas *pushover* foram realizadas para todas as estruturas e são apresentadas de seguida, para cada curva apresenta-se o ponto correspondente à formação da primeira rótula plástica, representa-se também o nível de corte basal elástico e de cálculo considerados no dimensionamento.

### 4.5.1. CURVAS PUSHOVER

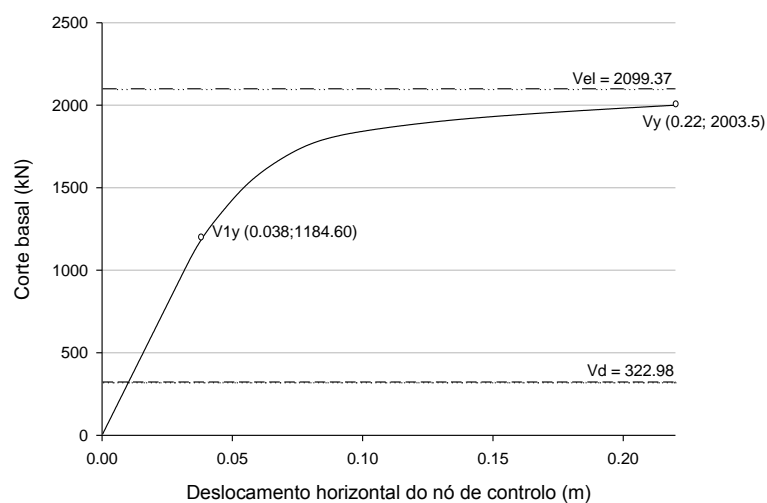


Figura 25- Curva Pushover  $a_g=0.3g$  (EC8,  $q=6.5$ ) , 5 Pisos

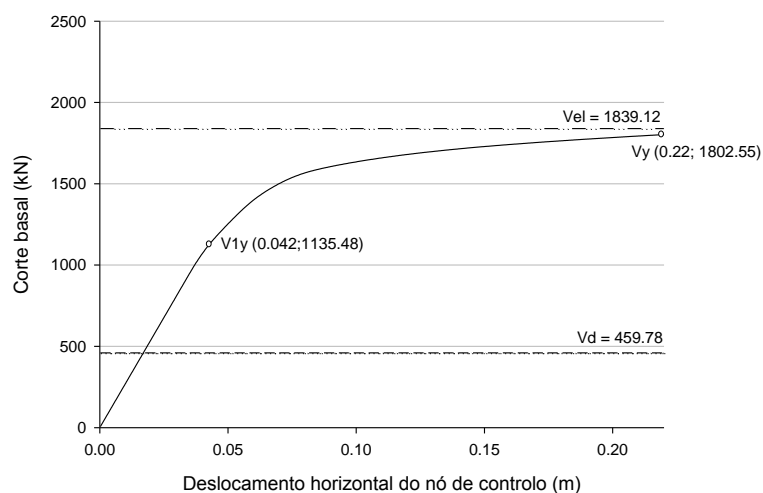


Figura 26- Curva Pushover  $a_g=0.3g$  (EC8,  $q=4$ ) , 5 Pisos

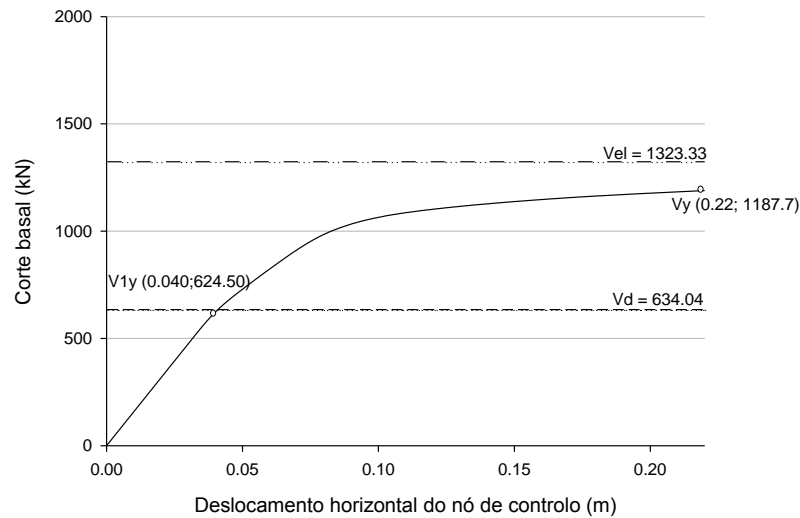


Figura 27- Curva Pushover  $a_g=0.3g$  (IFBD) , 5 Pisos

Tabela 39- Resumo das análises

Análise elástica					Análise estática não-linear		
	Coef. de Comp.	$T_1$ (s)	$V_{1y}$ (Vd) (kN)	$V_{el}$ (kN)	$V_{1y}$ (kN)	$q$	$q_\mu$
$a_g=0.3g$	6.5	0,76	322,98	2099,37	1561,72	2.04	1,04
	4,00	0,86	459,78	1839,12	1135,48	1,62	1,02
	IFBD ( $q=2.10$ )	1,18	634,04	1323,33	624,50	2,12	1,11

Mais uma vez, as Figuras demonstram uma boa correlação entre os valores obtidos do dimensionamento realizado IFBD, conferindo um elevado grau de exactidão, não havendo um desvio no cálculo de  $V_{1y}$  superior a 1.6%. Por outro lado, podemos concluir o EC8 é pouco preciso, não permitindo controlar os parâmetros de dimensionamento de forma fiável e consistente.

O real coeficiente de comportamento atingido nas estruturas dimensionadas através do EC8 para ambas as abordagens rondam, mais uma vez, os valores obtidos pelo IFBD. O factor de redução de ductilidade  $q_\mu$  mais uma vez apresenta valores maiores para o IFBD, implicando uma maior capacidade de dissipar energia através do comportamento histerético. Nenhuma das estruturas dimensionadas pelo EC8 FBD resultou em níveis de ductilidade elevada.

### 4.5.2. DRIFTS

Apresenta-se as distribuições de drifts entre pisos para um drift total de 0.5% e 2%

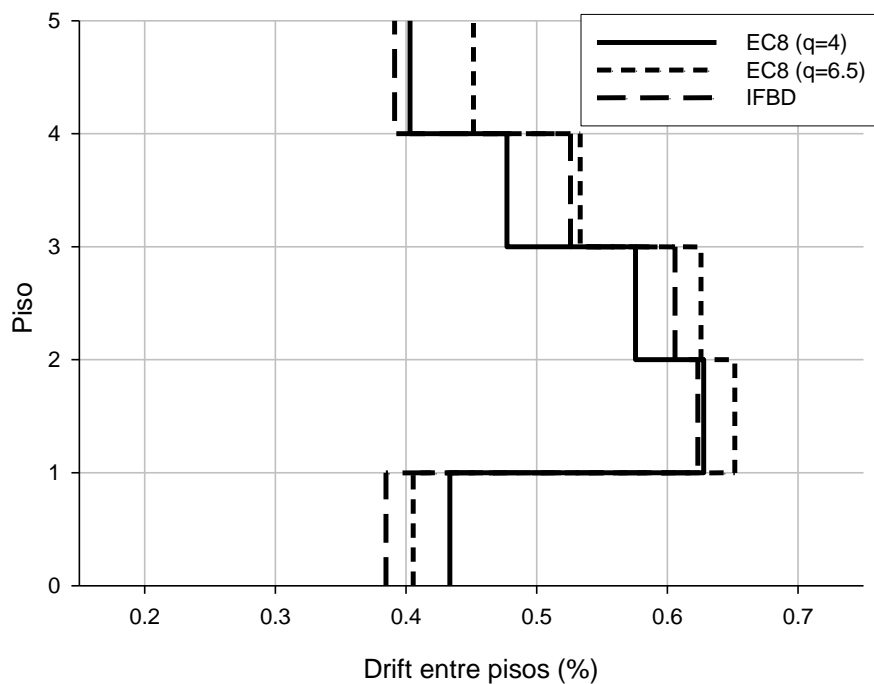


Figura 28- Drifts para 0,5%

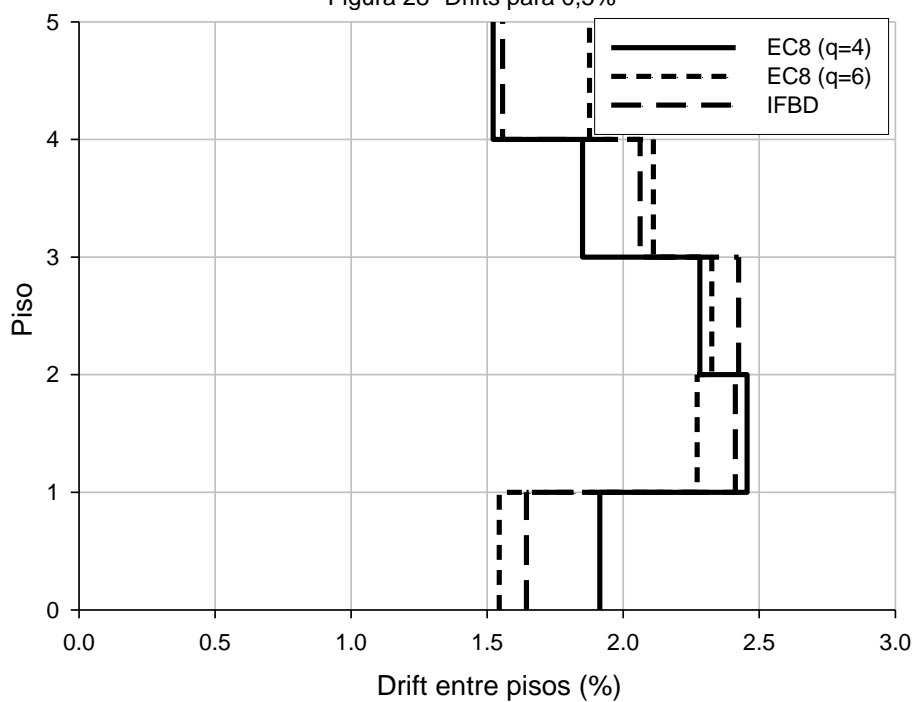


Figura 29- Drifts para 2%

Pode-se observar que a maior regularidade na distribuição dos drifts verifica-se para EC8 (q=4).

### 4.5.3. MECANISMO DE PLASTIFICAÇÃO

Apresentam-se os mecanismos de plastificação para 1% e 2% de drifts total, para as estruturas de 5 pisos.

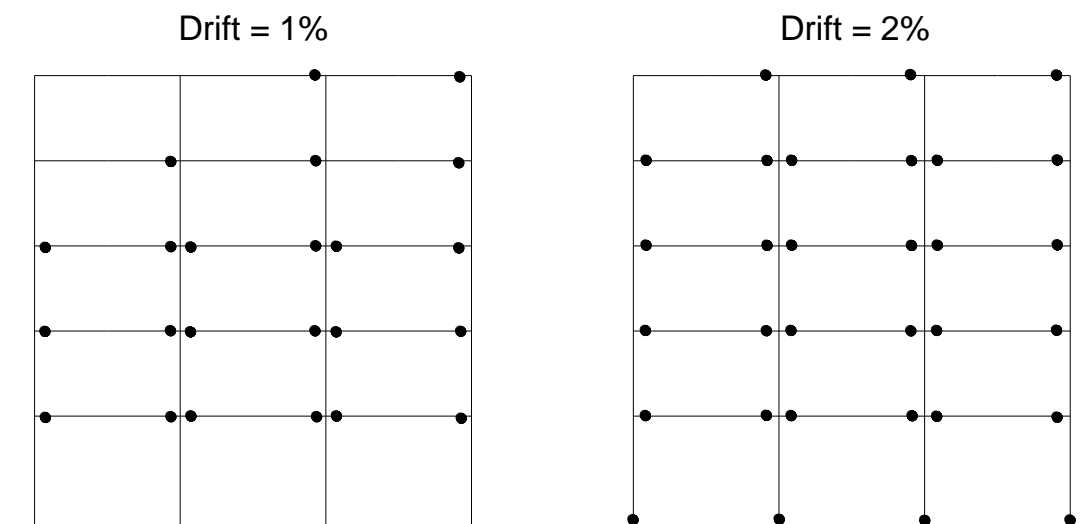


Figura 30- Rótulas plásticas para 5 pisos EC8 (q=6.5)

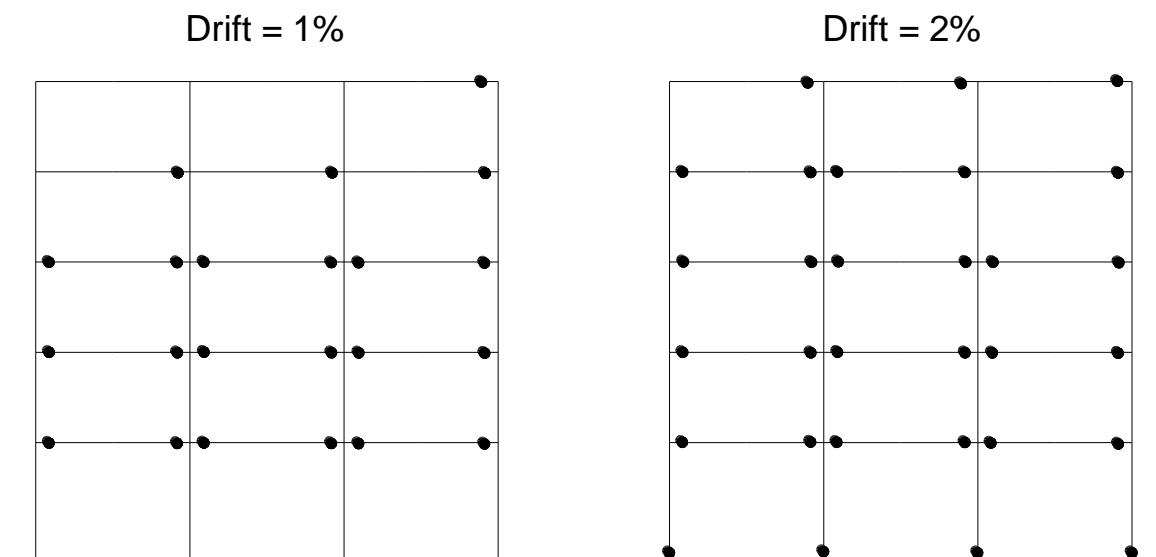


Figura 31- Rótulas plásticas para 5 pisos EC8 (q=4)

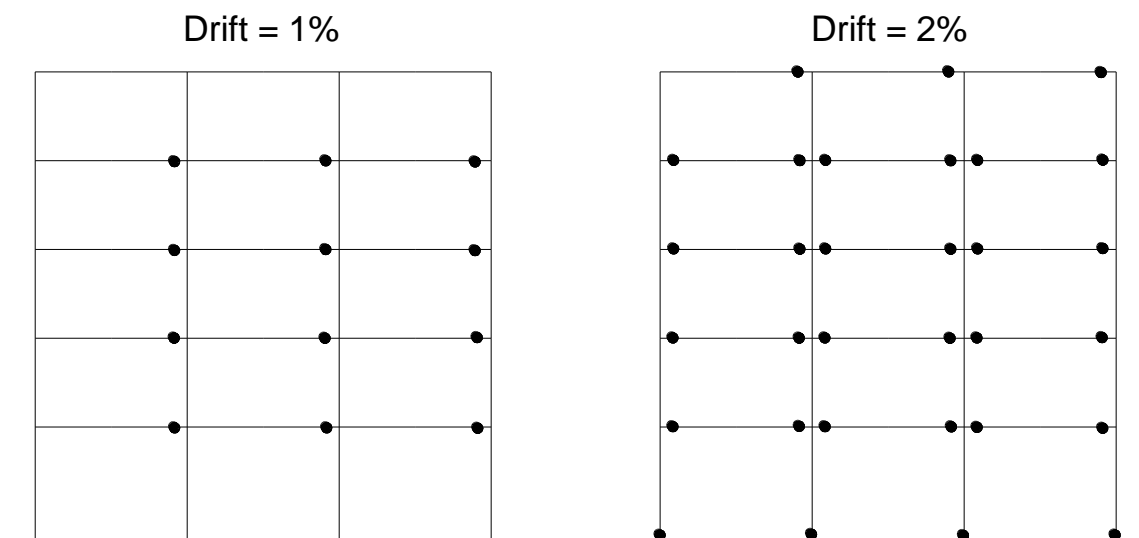


Figura 32- Rótulas plásticas para 5 pisos IFBD

As figuras anteriores realçam a natureza flexível da solução obtida pela abordagem IFBD, onde, para os drifts totais de 1% é a estrutura que apresenta menos rótulas plásticas. Para os drifts totais de 2% as três abordagens têm o mesmo mecanismo de plastificação.

#### 4.6. ESTRUTURA DE 7 PISOS

As curvas *pushover* são apresentadas de seguida, para cada curva apresenta-se o ponto correspondente à formação da primeira rótula plástica, representa-se também o nível de corte basal elástico e de cálculo considerados no dimensionamento.

4.6.1. CURVAS PUSHOVER

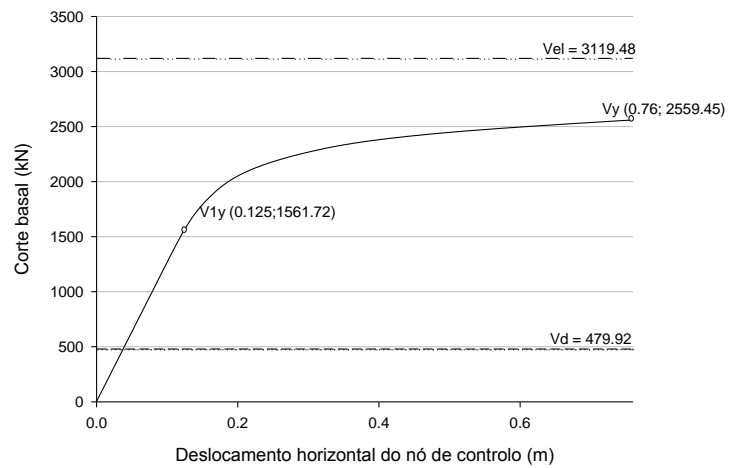


Figura 33- Curva Pushover  $a_g=0.3g$  (EC8,  $q=6.5$ ) , 7 Pisos

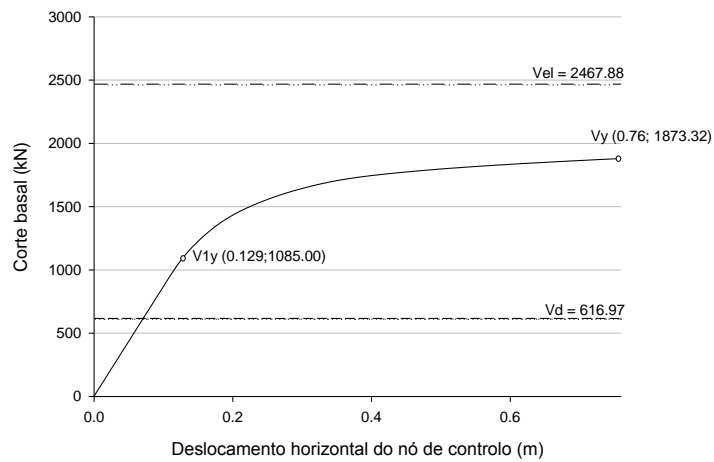


Figura 34- Curva Pushover  $a_g=0.3g$  (EC8,  $q=4$ ) , 7 Pisos

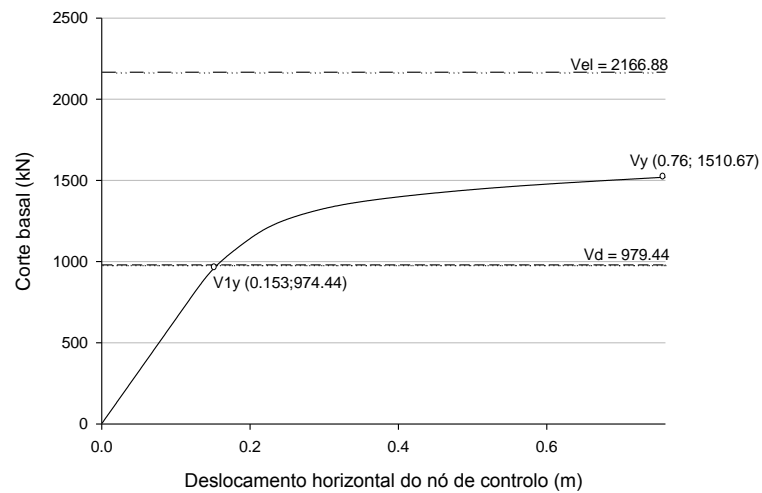


Figura 35- Curva Pushover  $a_g=0.3g$  (IFBD) , 7 Pisos

Tabela 40- Resumo das análises

Análise elástica					Análise estática não-linear		
PGA	Coef. de Comp.	T <sub>1</sub> (s)	V <sub>1y</sub> (Vd) (kN)	V <sub>el</sub> (kN)	V <sub>1y</sub> (Vd) (kN)	q	q <sub>μ</sub>
	6.5	0,93	479,91	3119,42	1561,72	2,00	1,22
a <sub>g</sub> =0.3g	4,00	1,16	616,97	2467,88	1085,00	2,27	1,32
	IFBD (q=2.25)	1,31	979,44	2166,88	974,44	2,22	1,44

Mais uma vez, as Figuras demonstram uma boa correlação entre os valores obtidos do dimensionamento realizado IFBD, conferindo um elevado grau de rigor, não havendo um desvio no cálculo de V<sub>1y</sub> superior a 1%, qualquer um dos outros métodos de dimensionamento é pouco preciso, não permite controlar os parâmetros de dimensionamento de forma fiável e consistente.

O factor de redução de ductilidade q<sub>μ</sub> mais uma vez apresenta valores maiores para o IFBD, implicando uma maior capacidade de dissipar energia através do comportamento hysterético. Nenhuma das estruturas dimensionadas pelo FBD EC8 obtiveram o grau de dissipação energética esperado.

#### 4.6.2. DRIFTS

Apresenta-se as distribuições de drifts entre pisos para um drift total de 0.5% e 2%

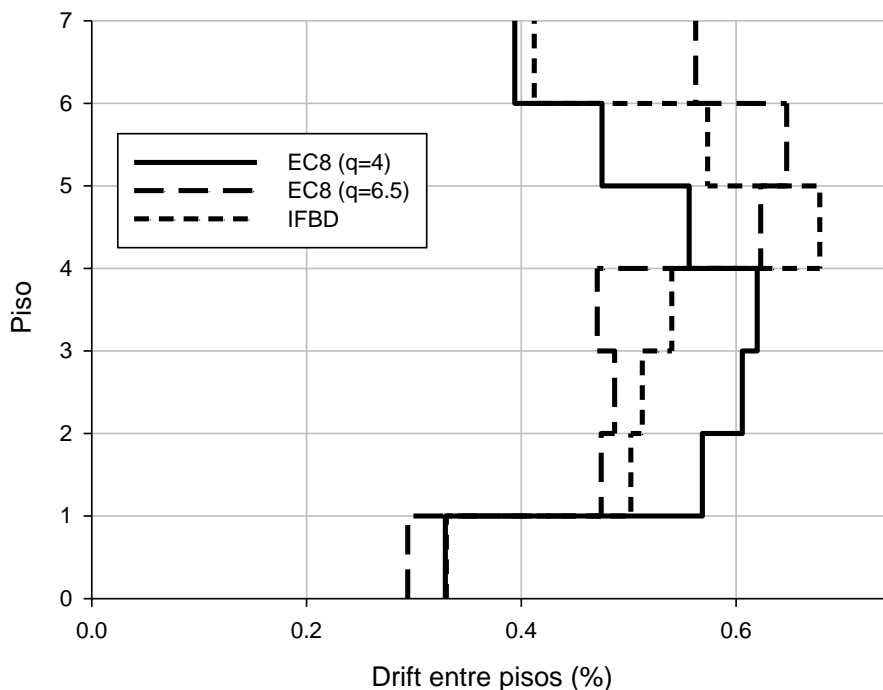


Figura 36- Drifts para 0,5%

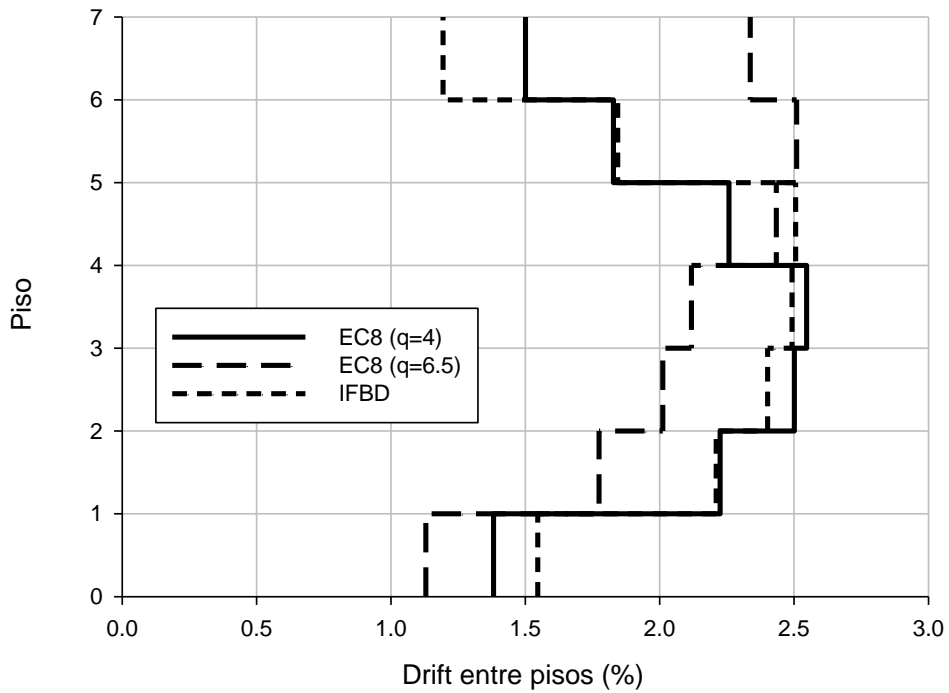


Figura 37- Drifts para 2%

Pode-se observar que a maior regularidade na distribuição dos drifts verifica-se para EC8 ( $q=4$ ). Na situação de drift total de 2% temos uma distribuição idêntica para EC8 ( $q=4$ ) e IFBD, no caso EC8 ( $q=6,5$ ) assume uma distribuição mais ou menos crescente.

#### 4.6.3. MECANISMO DE PLASTIFICAÇÃO

Apresentam-se os mecanismos de plastificação para 1% e 2% de drifts total, para as estruturas de 7 pisos.

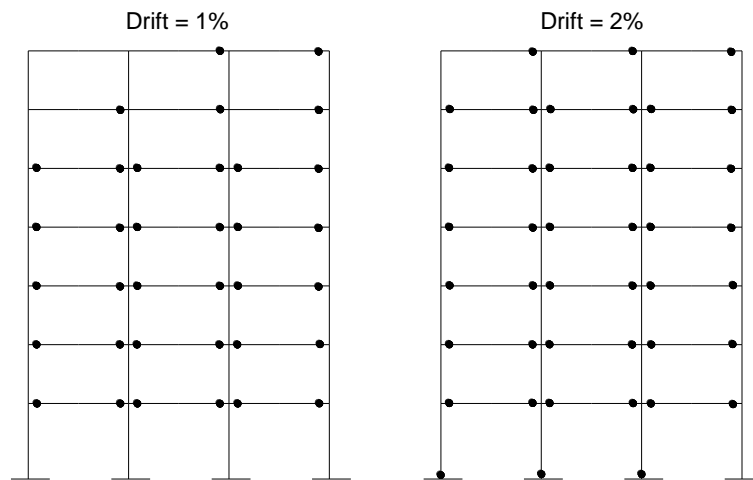


Figura 38- Rótulas plásticas para 7 pisos EC8 ( $q=6.5$ )

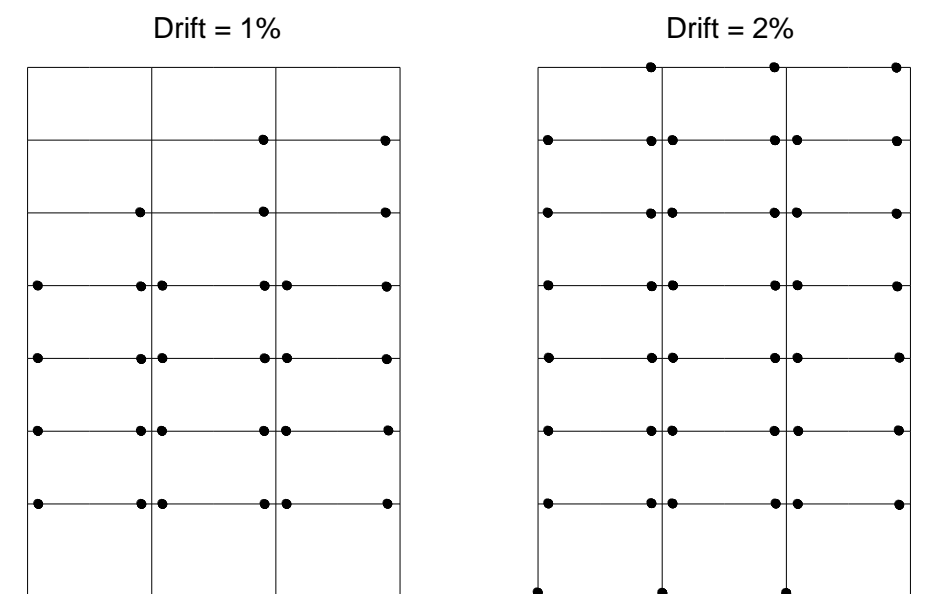


Figura 39- Rótulas plásticas para 7 pisos EC8 (q=4)

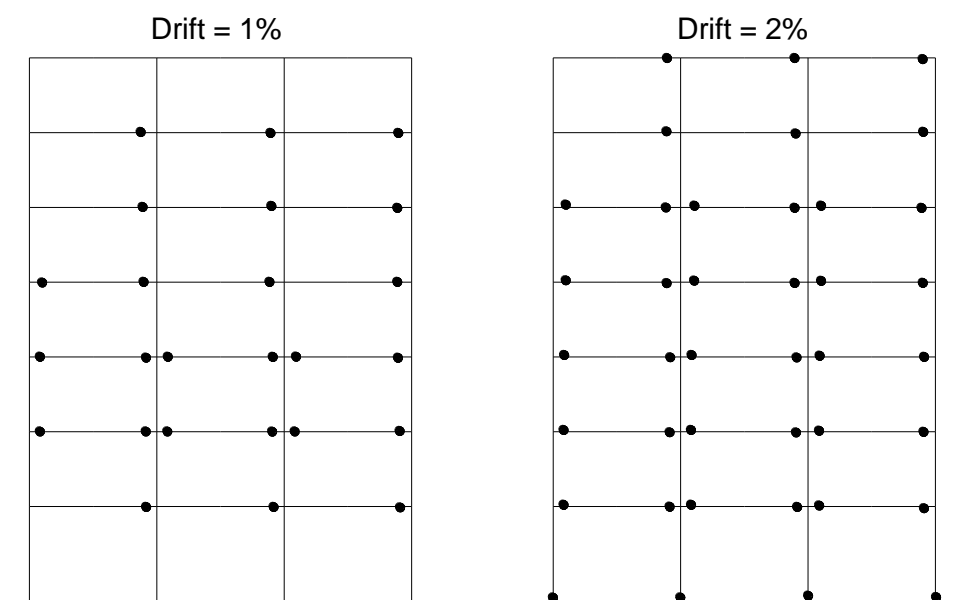


Figura 40- Rótulas plásticas para 7 pisos IFBD

Os mecanismos de plastificação para drift global de 1% são idênticos nos casos EC8 (q=4) e IFBD.

#### 4.8. CONCLUSÃO

A avaliação do comportamento sísmico das estruturas dimensionadas pelos dois métodos efectuada com base em análises *pushover*, permitiu confirmar que o IFBD uma correlação muito forte entre os parâmetros de dimensionamento e os obtidos por esta análise. O comportamento das estruturas dimensionadas pelo EC8 não garantem os parâmetros de dimensionamento aos quais se propõe.

Podemos então concluir que o IFBD conduz a soluções estruturais mais realistas e económicas. A selecção criteriosa do  $q$  resulta em estruturas com níveis de resistência controladas e, por isso, torna-se possível estimar com mais fiabilidade o nível de ductilidade global da estrutura.

Por outro lado o EC8, conduz a soluções extremamente rígidas e resistentes. Verifica-se que a adopção de valores elevados de  $q$  é contraposta com estruturas em que a acção sísmica vai empor ductilidade reduzida.

Verifica-se então que o IFBD é um método mais preciso e rigoroso e por isso é recomendável em relação ao EC8.



# 5

## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHO FUTURO

### 5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados permitem concluir que a actual abordagem de dimensionamento prevista do Eurocódigo 8, raramente produz resultados coincidentes com os objectivos estipulados. Um injustificado sobredimensionamento cria uma estrutura necessariamente pouco económica. Os dimensionamentos efectuados com o Improved Force-Based Design permitem colmatar os principais problemas encontrados no EC8. Para as estruturas estudadas, o IFBD permitiu determinar de uma forma consistente o coeficiente de comportamento, conduzindo a soluções mais realistas e económicas.

## **5.2. RECOMENDAÇÕES PARA INVESTIGAÇÕES FUTURAS**

É importante referir que apesar da análise paramétrica efectuada nesta dissertação, verifica-se ainda a necessidade de estudar parâmetros adicionais, já que os métodos de dimensionamento estudados demonstram uma progressão nos parâmetros quando a estrutura se desenvolve em altura e torna-se necessário criar novos tipos de utilizações tipo nas estruturas para tentar progredir no sentido de globalizar a aplicabilidade do IFBD.

Segundo o estudo realizado, parece ser de grande interesse estudar a aplicabilidade do IFBD a estruturas de betão armado, assim como a outro tipo de estruturas metálicas e mistas de ligações rígidas e contraventadas

No desenrolar da presente dissertação utilizou-se análises pushover. No entanto, será importante realizar análises dinâmica não lineares para estudar de forma mais detalhada o comportamento das soluções estruturais obtidas através do IFBD.

## BIBLIOGRAFIA

- [1]Castro, J.M. Villani, A. e Elghazouli A.Y. (2009).”*Nova metodologia de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos*”, Porto
- [2]Elghazouli AY. (2007) “*Seismic design of steel structures to Eurocode 8*”. The Structural Engineer, 85(12), 26-31.
- [3]Villani A.,(2009) “*Critical assessment of seismic design procedures for steel moment-resisting frames*”. MSc Thesis, Rose School, IUSS, Pavia.
- [4]CEN.(2004) “*EN 1998–1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*”. European Committee for Standardization, Brussels.
- [5]CEN.(2005) “*EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings*”. European Committee for Standardization, Brussels.
- [6]PEER.(2006) “*OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation*”. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [7]CEN (2002). “*EN 1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1.1: General actions Densities, selfweight, imposed loads for buildings*”, European Committee for Standardization, Brussels.
- [8]CEN (2004). “*EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings*”, European Committee for Standardization, Brussels.
- [9]FEMA (2000). “*FEMA 356 - Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*”. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [10]Elghazouli AY., (2009) “*Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*”. The Structural Engineer.
- [11]CEN. “*EN 1998–1, Eurocode 8: “Design of structures for earthquake resistance. Part 1:General rules, seismic actions and rules for buildings*”. European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- [12] Peres, R. e Castro, J.M. (2010). “*Comparison of European and American approaches for consideration of P-Δ effects in seismic design*”. Proceedings of the 14<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Macedonia.